2
F 1812/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

Tomul XXVII (XXXI)

Fasc. 1 — 2

Secția V

CONSTRUCȚII ARHITECTURĂ

1981

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXVII (XXXI)

Fasc. 1–2

Secţia V

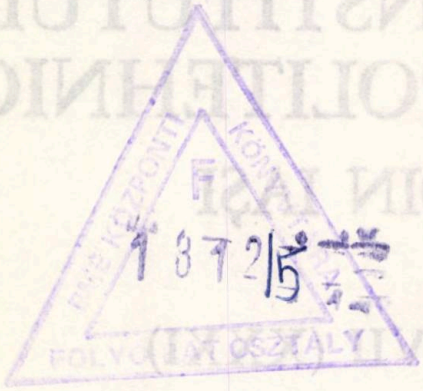
CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

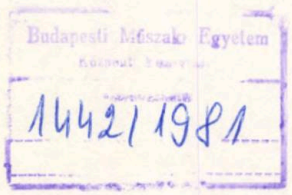
1981

1989

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. dr. doc. **VAL. BLIDARU,**
Prof. dr. doc. **N.V. BOȚAN,**
Prof. dr. ing. **GH. CAȘLER,**
Prof. dr. ing. **M. GAFIȚANU** (președinte)
Prof. dr. **P. MÂLCOMETE,**
Prof. dr. doc. **D. MANGERON,**
Prof. dr. ing. **T. SILION,**
Acad. prof. dr. doc. **CR. SIMIONESCU,**
Prof. dr. ing. **I. VLAD.**





COMITETIUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI V. CONSTRUCȚII ARHITECTURĂ

Conf. dr. ing. **H. ZAROJANU**
Prof. dr. ing. **A. RADU**
Conf. arh. **N. PORUMBESCU**

REDACȚIA

Prof. dr. doc. **D. MANGERON** (redactor responsabil)
Prof. dr. ing. **HUGO ROSMAN** (secretar)
Conf. dr. ing. **VICTOR-FLORIN POTERAȘU** (secretar adjunct)
ECATERINA IRIMIEA (tehnoredactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 1—2 1981

Secţia V

CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

SUMAR

Pag.

V.-F. POTERAŞU şi V. VIERU, Rezultate referitoare la unicitatea identificării matricii de amortizare a structurilor clădirilor (engl., rez. rom.) 7

L. STRAT, Disipatori de energie la structuri cu perioadă proprie scurtă (engl., rez. rom.) 13

I. IONESCU, Efectul deformaţiilor tangenţiale asupra încovoierii plăcilor rezemate pe terenuri deformabile (franc., rez. rom.) 19

AL. NEGOIŢĂ, M. DUMITRAŞ, V. HOBJILĂ şi I. NEGOIŢĂ, Aspecte specifice privind proiectarea seismică a structurilor de beton precomprimat (engl., rez. rom.) 27

C. LEONTE, Studiul experimental al asamblării şi comportării sub încărcări a unor grinzi alcătuite din elemente de beton precomprimat îmbinate prin pretensionare cu ajutorul a însăşi armăturilor postîntinse din elementele prefabricate (rom., rez. franc.) 39

N. FLOREA, Cercetări asupra formei optime a secţiunilor încovoiate din beton precomprimat solicitate în domeniul elastic (franc., rez. rom.) 45

R. SARDINO, V. BOLOS şi M. VORNICU, Panouri prefabricate de pereţi pentru construcţii din sectorul industriei alimentare (rom., rez. franc.) 55

I. BARBĂLATĂ, Analiza comportării construcţiilor la sarcini seismice prin metode fotogrametrice analitice (engl., rez. rom.) 61

E. POPA, Calculul coordonatelor punctelor topografice, determinate prin retrointersecţie, utilizînd calculul vectorial şi numerele complexe (II) (franc., rez. rom.) 69

GH. NISTOR, Precizia vectorului deplasării construcţiilor, determinat prin măsurări indirecte corelate (franc., rez. rom.) 77

E. POPA, Asupra unui nou procedeu de calcul pentru stabilirea deplasărilor orizontale în procesul de urmărire a comportării în timp a construcţiilor (franc., rez. rom.) 83

G. PREISSLER şi H. JAHNKE (R. D. Germană), Determinarea rezistenţei la eroziunea prin cavitaţie a materialelor de construcţii (germ., rez. rom.). 89

E. BÂRSAN şi O. PETRUŞ, Calculul unei reţele de alimentare cu apă, folosind tehnici de optimizare neliniară (engl., rez. rom.) 103

E. BOTEZ, Materiale termoizolatoare din deşeuri (rom., rez. rusă) 107

EMANOIL MUNTEANU-ADĂSCĂLIŢEI 111

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tom XXVII (XXXI), Fasc. 1–2 1981

Section V

CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE

CONTENTS

Pp.

V.-F. POTERAŞU and D. VIERU, Uniqueness Results Related to Damping Matrix Identification in Building Structures (English, Romanian summary) 7

L. STRAT, Energy Absorbing Systems at Short Natural Period Structures (English, Romanian summary) 13

I. IONESCU, L'effet des déformations tangentielles transversales sur la flexion des plaques appuyées sur terrains déformables (I) (French, Romanian summary) 19

AL. NEGOIŢĂ, M. DUMITRAŞ, V. HOBJILĂ and I. NEGOIŢĂ, Specific Aspects Concerning the Aseismic Design of the Prestressed Concrete Structures (English, Romanian summary) 27

C. LEONTE, Étude expérimentale de l'assemblage et du comportement sous charges de certaines poutres composées d'éléments en béton précontraint jointées par précontrainte à l'aide même des armatures post-tendues d'éléments préfabriqués (Romanian, French summary) 33

N. FLOREA, Recherches sur la forme optimum des sections fléchies en béton précontraint sollicitées dans le domaine élastique (French, Romanian summary) 39 45

R. SARDINO, V. BOLOS et M. VORNICU, Parois préfabriqués pour des bâtiments de l'industrie alimentaire (Romanian, French summary) 55

I. BARBĂLATĂ, Analysis of Seismic Stress by Analytical Photogrammetry (English, Romanian summary) 61

E. POPA, Le calcul des coordonnées des points topographiques, déterminés par récoupement, en utilisant le calcul vectoriel et les nombres complexes (II) (French, Romanian summary) 69

GH. NISTOR, La précision du vecteur déplacement des constructions déterminé par des mesures indirectes corrélées (French, Romanian summary) . 77

E. POPA, Sur un nouveau procédé de calcul des déplacements horizontaux dans le processus de l'observation durant le temps, du comportement des constructions (French, Romanian summary) 83

G. PREISSLER und H. JAHNKE (Deutsche Demokratische Republik), Ermittlung der Kavitationserosionsbeständigkeit von Baustoffen (German, Romanian summary) 89

E. BÂRSAN and O. PETRUŞ, Water Supply Network Calculus Using Nonlinear Optimization Techniques (English, Romanian summary) 103

E. BOTEZ, Matériaux thermoisolants provenus de déchets (Romanian, Russian summary) 107

EMANOIL MUNTEANU-ADĂSCĂLIŢEI 111

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXVII (XXXI), Вып. 1—2 1981

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКСУРА

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В.-Ф. ПОТЕРАШУ, Некоторые результаты об единственности идентификации матрицы демфирования для структуры зданий (англ., рез. рум.) . . . 7

Л. СТРАТ, Затухающие системы для сооружений с кратким собственном периодом (англ., рез. рум.) . . . 13

И. ИОНЕСКУ, Эффект касательных, трансверсальных деформаций у плитного изгиба на учругих основаниях (франц., рез. рум.) . . . 19

А. НЕГОИЦЭ, М. ДУМИТРАШ, В. ХОБЖИЛЭ и И. НЕГОИЦЭ, Специфическне виды к сейсмическому проектированию предварительных железобетонных систем (англ., рез. рум.) . . . 27

К. ЛЕОНТЕ, Экспериментальное исследование по соединению и поведению под нагрузкой некоторых балок создатых из сборных предварительно напряженных железобетонных элементов, соединенных с помощью самых напрягаемых пучковых арматур из сборных элементов (рум., рез. франц.) . . . 39

Н. ФЛОРЯ, Изученние оптимальной формы изгибаемых сечений из предварительно напряженного бетона работающих в упругой области (франц., рез. рум.) . . . 45

Р. САРДИНО, В. БОЛОС и М. ВОРНИКУ, Сборные стеновые панели для зданий в пищевой промышленности (рум., рез. франц.) . . . 55

И. БАРБЭЛАТЭ, Анализ сеисмических напряжений аналитической фотограмметрии (англ., рез. рум.) . . . 61

Е. ПОПА, Расчет координат топографических точек, определяемых путем обратной засечки при использовании векториального и комплексного вычисления (II) (франц., рез. рум.) . . . 69

Г. НИСТОР, Точность вектора смещения сооружений определенный при помощи косвенных зависимых измерений (франц., рез. рум.) . . 77

Е. ПОПА, Новая технология расчетов для установления горизонтальных сдвигов в процессе наблюдения над поведением сооружений во времени (франц., рез. рум.) . . . 83

Г. ПРЕЙССЛЕР и Х. ЯНКЕ (ГДР), Определения сопротивления материалов в процессе кавитационной эрозии (нем., рез. рум.) . . . 89

Э. БЫРСАН и О. ПЕТРУШ, Расчет водоправидных сетей используя техники нелинейного оптимизация (англ., рез. рум.) . . . 103

Е. БОТЕЗ, Применение новых строительных материалов с теплоизоляционными свойствами (рум., рез. русск.) . . . 107

ЭМАНОИЛ МУНТЯНУ—АДЭСКЭЛИЦЕЙ . . . 111

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D.C. 624.04 ; 624.9

UNIQUENESS RESULTS RELATED TO DAMPING MATRIX IDENTIFICATION IN BUILDING STRUCTURES

BY

VICTOR-FLORIN POTERAŞU and D. VIERU

1. Introduction

Although methods of analysis for structures are advanced and sophisticated at present, the usefulness of such analytical solutions is limited by the degree of realistic representation of the mathematical models. In this regard, the inverse problem of structures involves the estimation of values of structural parameters using measured data of structural response to known disturbance. Several investigators [1]...[6] have worked on the problem of identification of structural parameters from dynamic tests of full scale structures where the loading comprised either a sinusoidal force at a particular level of the structure or low level excitations such as wind and microtremors. With the recent accent on the aseismic design of structures, more and more structures built in seismically active regions of the world are being instrumented with strong motion accelerographs nowadays, the aim being to determine their structural properties from records obtained during the high level excitations created by ground shocks, earthquakes, etc. Whereas many authors have utilized these records to establish parametric structural models [7] of building systems, few, if any, have tried to investigate the uniqueness aspects associated with the inverse problem. From a practical viewpoint, this consideration may become a serious one [8], [9] because even if the identification scheme converged (most such schemes using „input—output" records are iterative), the convergence may not be to the correct parameter values, if the inverse problem is nonunique.

In this paper is studied a n story building structural system considered as a n degrees of freedom, spring mass system and damping. The identification problem then consists in determining the coefficients α and β for the damping matrix from the knowledge of the base excitation and the corresponding response of one of the floor. A similar problem was studied by F.E. Udwadia and D.K. Sharma [10] for the determination of stiffness matrix in an elastic structure without damping.

2. Problem Formulation

Fig. 1 shows the model of a n story structure represented by the floor masses m and the corresponding stiffnesses k_j, $(j = 1, 2, \ldots, n)$, of a n degrees of freedom damped oscillator. Assuming the masses m_j and the stiffnesses k_j to be known, the identification problem consist in determining the α and β coefficients from the damping matrix for a knowledge of the base

input $z(t)$ and the response recorded at a particular floor. All time functions are assumed to be L a p l a c e transformable. Denote by $w_n(t)$ the absolute motion of the n-th floor, with the base input $z(t)$, we have the following set of equations:

(1) $$M\ddot{w} + C\dot{w} + Aw = Bz(t),$$

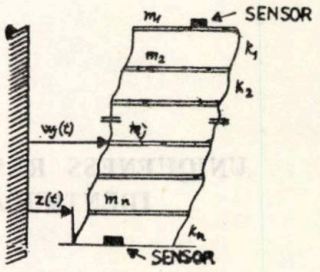


Fig. 1

where:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & m_n \end{bmatrix},$$

(2)

$$A = \begin{bmatrix} K_1 & -K_1 & 0 & \dots & 0 \\ -K_1 & K_1+K_2 & 0 & \dots & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & -K_{n-1} \\ 0 & 0 & 0 & K_{n-1} & K_{n-1}+K_n \end{bmatrix},$$

$$C = \alpha M + \beta A, \quad B = [0 \dots K_n]^T, \quad w = [w_1(t) \dots w_n(t)]^T.$$

Since $m_j > 0$ we can reduce the system of equations to

(3) $$\ddot{y} + (\alpha I + \beta K)\dot{y} + Ky = Lz(t),$$

where

$$y = Nw, \quad N = \begin{bmatrix} \sqrt{m_1} & & \\ & \cdot & \\ & & \sqrt{m_n} \end{bmatrix}, \quad L = N^{-1}B, \quad K = N^{-1}AN^{-1},$$

with I — the unity matrix.

The obtained K matrix is a symmetric tridiagonal one and can be expressed as

(4) $$K = \begin{bmatrix} b_1 & -a_1 & \cdot & \dots & \cdot \\ -a_1 & b_2 & -a_2 & \dots & \cdot \\ 0 & -a_2 & b_3 & -a_3 \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & -a_{n-1} \\ \cdot & \cdot & \cdot & -a_{n-1} & b_n \end{bmatrix}.$$

The matrix L has the form:

(5) $$L = [0 \dots K_n / \sqrt{m_n}]^T.$$

The coefficients of the matrix K are :

$$(6)\quad a_j=\frac{K_j}{\sqrt{m_j m_{j+1}}},\ (j=1,\ \ldots,\ n-1)\ ;\quad b_j=\frac{K_{j-1}+K_j}{m_j},\ (j=1,\ \ldots,\ n)\ ;\ K_0=0.$$

Taking the L a p l a c e transforms of both sides of (3) we get

$$(7)\qquad (K-\lambda I)Y=L_1 Z\ ;\ y(0)=\dot{y}(0)=0,$$

where

$$\lambda=\frac{x^2-\mathrm{i}\alpha x}{1+\mathrm{i}\beta x}\ ,\ L_1=\frac{1}{q}L=\frac{1}{1+\mathrm{i}\beta x}L,\ q=1+\mathrm{i}\beta x,\ \mathrm{i}=\sqrt{-1}\ ;$$

$Z(p)$, $Y(p)$ represent transformed quantities (the images).

Solving (7) w.r.t. $Y_j(p)$ it result :

$$(8)\qquad Y_j(\lambda)=\frac{\Delta_j}{\Delta}Z(\lambda).$$

For notational convenience let us denote by $P_j(\lambda)$ the determinant of the upper left $j\times j$ submatrix of $K-\lambda I$. In this way $P_n(\lambda)$ is simply equal to $\det(K-\lambda I)$. This allows us to express (8), using (2), as

$$(9)\qquad W_j(\lambda)=\frac{1}{q}\cdot\frac{1}{\sqrt{m_j}}\cdot\frac{K_n}{\sqrt{m_n}}\,a_{n-1}\,a_{n-2}\ldots a_j\,\frac{P_{j-1}(\lambda)}{P_n(\lambda)}\,Z(\lambda),$$

where $P_0(\lambda)=1$ and $W_j(\lambda)$ is the transform of $w_j(t)$, the response of the $(n+j+1)$-th floor.

In the following, we present first some useful properties of the polynomials $P_j(\lambda)$:

a) Each $P_j(\lambda)$ mentioned above is a polynomial of degree j with $(-1)^j\lambda^j$ as the leading term.

b) The functions $P_j(\lambda)$ above defined satisfy the recursion relation

$$(10)\qquad \begin{gathered} P_j(\lambda)=(b_j-\lambda)P_{j-1}(\lambda)-a_{j-1}^2P_{j-2}(\lambda)\ ;\ (j=2,\ 3,\ldots,n)\ ;\\ P_0(\lambda)=1,\ P_1(\lambda)=b_1-\lambda. \end{gathered}$$

We substitute in (10) the value $\lambda=(x^2-\mathrm{i}\alpha x)/(1+\mathrm{i}\beta x)$, and we obtain the complex polynomials $Q_j(x)$ which satisfy the following recursion relation

$$(11)\qquad \begin{cases} Q_j(x)=R_j(x)Q_{j-1}(x)-a_{j-1}^2(1+\mathrm{i}\beta x)^2Q_{j-2}(x),\ (j=2,\ldots,n),\\ Q_0(x)=1,\ Q_1(x)=R_1(x)=-x^2+\mathrm{i}(\alpha+\beta b_1)x+b_1,\\ R_j(x)=-x^2+\mathrm{i}(\alpha+\beta b_j)x+b_j,\ (j=1,\ldots,n). \end{cases}$$

The relation (9) may be expressed, now, as

$$(12)\quad W_j(x)=\frac{1}{\sqrt{m_j}}\cdot\frac{K_n}{\sqrt{m_n}}\,a_{n-1}\,a_{n-2}\ldots a_j\frac{Q_{j-1}(x)}{Q_n(x)}\,(1+\mathrm{i}\beta x)^{n-j}Z(x),\ (j=1,\ldots,n).$$

3. Identification of Coefficients α and β Using the First and the Top Floor Responses

In this paragraph we consider the situation where the input $z(t)$, the first floor response $w_1(t)$ the top floor response, $w_n(t)$, the masses m_j and the stiffnesses k_j are known and must be determined the α and β coefficients.

We substitute in the relation (12) the coefficients $a_j = K_j/\sqrt{m_j m_{j+1}}$ and we obtain :

$$\frac{W_j(x)}{Z(x)} = \frac{K_n}{m_n} \cdot \frac{K_{n-1}}{m_{n-1}} \cdots \frac{K_j}{m_j} \cdot \frac{Q_{j-1}(x)}{Q_n(x)} (1+i\beta x)^{n-j}, \ (j=1,\ldots,n). \tag{13}$$

For $j=1$, it result :

$$\frac{W_1(x)}{Z(x)} = \frac{K_n}{m_n} \cdot \frac{K_{n-1}}{m_{n-1}} \cdots \frac{K_1}{m_1} \cdot \frac{1}{Q_n(x)} (1+i\beta x)^{n-1} = \det[K] \frac{x^{n-1}(1/x+i\beta)^{n-1}}{Q_n(x)}. \tag{14}$$

Multiplying the last relation by x^{n+1} and passing to the limit, $x \to \infty$, it results

$$\det[K] = (-1)^n (i\beta)^{n-1} = \lim_{x\to\infty} \frac{x^{n+1} W_1(x)}{Z(x)} \tag{15}$$

or

$$\beta^{n-1} = \frac{1}{(-1)^n i^{n-1} \det[K]} \lim_{x\to\infty} \frac{x^{n+1} W_1(x)}{Z(x)}. \tag{16}$$

From (11), follows :

$$\frac{Q_{h+1}(x)}{(1+i\beta x) Q_h(x)} + \frac{x^2}{1+i\beta x} = \frac{b_{h+1} + i(\alpha+\beta b_{h+1}) x}{1+i\beta x} - a_h^2 \frac{Q_{h-1}(x)}{Q_h(x)} (1+i\beta x). \tag{17}$$

If we consider $x \to \infty$ in the relation (17) we obtain :

$$b_{h+1} = -\frac{\alpha}{\beta} + \lim_{x\to\infty} \frac{1}{1+i\beta x} \left[\frac{Q_{h+1}(x)}{Q_h(x)} + x^2 \right]. \tag{18}$$

Putting in (18) $h = n-1$, it results :

$$b_n = -\frac{\alpha}{\beta} + \lim_{x\to\infty} \frac{1}{1+i\beta x} \left[\frac{Q_n(x)}{Q_{n-1}(x)} + x^2 \right].$$

From (12), we have

$$\frac{Q_n(x)}{Q_{n-1}(x)} = \frac{K_n}{m_n} \cdot \frac{Z(x)}{W_n(x)} \quad \text{and} \quad b_n = -\frac{\alpha}{\beta} + \lim_{x\to\infty} \left[\frac{K_n}{m_n} \cdot \frac{Z(x)}{W_n(x)} + x^2 \right].$$

The relation

$$b_n = \frac{K_{n-1} + K_n}{m_n}$$

implies

$$\frac{\alpha}{\beta}=\lim_{x\to\infty}\frac{1}{1+i\beta x}\left[\frac{K_n}{m_n}\cdot\frac{Z(x)}{W_n(x)}+x^2\right]-\frac{K_{n-1}+K_n}{m_n}. \tag{19}$$

The relations (16) and (19) constitutes a system of two equations with α and β unknows.

4. The Identification of the Response of Arbitrary Floor

If the coefficients α and β, the matrix K and the matrix M are known, the polynomials $Q_j(x)$ may be calculated by the recursion relation (11). From the relation (13), we obtain :

$$W_j(x)=\frac{K_n}{m_n}\cdots\frac{K_j}{m_j}\cdot\frac{Q_{j-1}(x)}{Q_j(x)}(1+i\beta x)^{n-j}Z(x),\ (j=2,\ldots,\ n-1), \tag{20}$$

the L a p l a c e transformed functions of the other floors.

5. Numerical Exemple

We assume the following numerical values for the masses and stiffnesses :

$$m_1=m_2=1,\ m_3=2\ ;\ K_1=58,\ K_2=2,\ K_3=18.$$

The input function is considered as being

$$z(t)=2\sin t\quad\text{or}\quad Z(x)=\frac{2}{1-x^2}.$$

The responses of the first and the top floor are the followings :

$$w_1(x)=2\,088\,\frac{(1-0{,}2ix)^2}{(1-x^2)(-x^6-i\,19{,}6\,x^5+89{,}36\,x^4+i\,4{,}83\,x^3-896{,}08\,x^2+i\,1961{,}6\,x+1044)},$$

$$w_3(x)=\frac{1}{125}(195\sin t+69\sin 2t-111\sin 3t)=\frac{55{,}44-18x^2}{(1-x^2)(4-x^2)(9-x^2)}.$$

From the relation (16) it results

$$\beta^2=\frac{m_3m_2m_1}{(-1)^3i^2K_3K_2K_1}\lim_{x\to\infty}\frac{2088\,x^4(1-i\,0{,}2\,x)^2}{2(-x^6-i19{,}6x^5+89{,}36\,x^4+i4{,}83\,x^3-896{,}08\,x^2+i1961{,}6\,x+1044)}=$$

$$=0{,}04.$$

From (19) we obtain

$$\frac{\alpha}{\beta}=-10+\lim_{x\to\infty}\frac{1}{1+i\beta x}\left(\frac{36-13x^2+x^4}{3{,}08-x^2}+x^2\right)=-10.$$

The two unknowns are now :

$$\alpha=-10\ \beta,\qquad \beta^2=0{,}04$$

and consequently

$$\alpha=-2,\quad \beta=0{,}2\ ;\quad \alpha=2,\ \beta=-0{,}2.$$

Generally, from the relation (16) it results that for $n=2s$ we have a single solution. For $n=2s+1$ we obtain two solutions, β_1, β_2.

For each solution we determine the response function and we select the maximum value.

Received, May 4, 1981

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Mechanics

REFERENCES

1. Ibanez P., *Identification of Dynamic Parameters of Linear and Non-linear Structural Models from Experimental Data.* Nuclear Engng. Design, **25**, 30—41 (1973).
2. Ibanez P., *Methods for the Identification of Dynamic Parameters of Mathematical Structural Models from Experimental Data.* Nuclear Engng. Design, **27**, 209—219 (1974).
3. Hart G. C., Yao J. T. P., *System Identification in Structural Dynamics.* J. of the Eng. Mech. Div., **EM 6**, 1089—1104 (1977).
4. Udwadia F. E., Mamarelis P. Z., *The Identification of Building Structural Systems.* Bull. Seismological Society America, **66**, *1*, 125—161 (1976); Ibid., **66**, *1*, 153—171 (1976).
5. Lallement G., *Identification Methods-Adjustment of Mathematical Model by the Results of Vibrations Tests.* Conf. „Identification in Vibrating Structures", Oct. 1980, CISM, Udine, Italy.
6. Natke H. G., *Identification of Vibrating Structures.* Conf. „Identification in Vibrating Structures", Oct. 1980, CISM, Udine, Italy.
7. Wood J., *Analysis of the Earthquake Response of a Nine Story Steel Frame Building during the San Fernando Earthquake.* Earthquake Eng. Res. Lab., Calif. Inst. of Tech., Pasadena, 1972.
8. Udwadia F. E., Shah P. C., *Identification of Structures through Records Obtained during Strong Earthquake Ground Motion.* Trans. ASME, s. B, **98**, 1347—1362 (1976).
9. Udwadia F. E., *On Some Unicity Problems in Building Systems Identification from Strong Motion Records.* Fifth European World Conf., Istanbul, 1975.
10. Udwadia F. E., Sharma D. K., *Some Uniqueness Results Related to Building Structural Identification.* SIAM J. Appl. Math., **34**, *1*, 104—118 (1978).
11. Datko R., *Application of the Finite Laplace Transform to Linear Control Problems.* SIAM J. Control Optim., **18**, *1*, 1—21 (1980).

REZULTATE REFERITOARE LA UNICITATEA IDENTIFICĂRII MATRICEI DE AMORTIZARE A STRUCTURILOR CLĂDIRILOR

(Rezumat)

Se studiază problema inversă a structurii unei clădiri cu n etaje şi n grade de libertate, considerînd amortizarea.

Cunoscînd matricea maselor şi matricea rigidităţilor se determină prin identificare coeficienţii α şi β ai matricei de amortizare, excitaţia bazei, răspunsurile primului şi ultimului etaj fiind cunoscute de asemenea. Se precizează condiţiile în care aceşti coeficienţi sînt unic determinaţi. Se prezintă un exemplu numeric.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D.C. 624.04 ; 624.1

ENERGY ABSORBING SYSTEMS AT SHORT NATURAL PERIOD STRUCTURES

BY

LUCIAN STRAT

1. Introduction

In order to decrease structural response at earthquake, like actions or wind gusts exceeding a certain degree of magnitude, different energy dissipating systems have been developed for this purpose [1]...[5]. Most of these systems, carried out like specially designed devices or elements, intended to reduce dynamic effects due to seismic waves or to wind excitation, are adequate for operating at relatively low frequencies, far from resonance, that is they are suitable for slender, flexible structures, as tall buildings, towers, chimney stacks, water tanks, where structural damping is low.

The mechanical devices allowing the absorption of the energy induced in the structure can be divided in active and passive systems. The active spoilers form a dynamic system (usually with many degrees of freedom) oscillating together with the main structure and having natural frequencies outside from resonance zone of the structure whose response we intend to reduce. The passive systems behave like dynamic dampers (dashpots), taking over a part of the shock energy, this depending upon the peak level of the acceleration for which they have been designed. The same reasoning may be performed in terms of stress values. The friction dampers [2], the acceleration ones [3], the hanging chains, the absorbers carried out from rolling spherical masses suspended by cables from points at a distance away from a central post [4], [5], the so-called ,,bell" devices, a.s.o., are passive mechanical systems employed especially in aerodynamic spoilers for oscillations induced by wind, but can be adopted also in decreasing the seismic response if we can rely on a certain given spectrum.

The problem of the shock absorbing systems suitable for rigid structures is more difficult in view of their large inertial mass and because the low natural periods of the structure.

In the case of more rigid structures, where the stresses induced by strong motions are always overwhelmingly larger than those generated by the wind action, we are interested to create yielding guided ,,safety" lines. These lines enable on the acount of plastic deformations together with overcoming a given level of strength, the absorption of a part of the energy input in controlled degrees of effort, in this way releasing the main structure from stress peaks appearing during the high intensity seismic action causing some damage to the stiff structure.

Such kinds of energy dissipators are represented by the flexible ground level at shear wall type buildings, the nonstructural partitions bracing the frames of the structure, the slitted panels made from lightweight materials, the ductile purlins provided in the vertical diaphragms, the special ductilized frames in multistoried buildings becoming partially yielding mechanisms able to protect the main structure from colapse, a.s.o.

2. Dissipating Systems in Rigid Buildings

In what follows some propositions concerning the adoption of absorption energy systems adequate for high intensity dynamic actions and for

rigid constructions are presented. An original system conceived for the basement of the structure placed in seismic areas will be briefly proposed.

The rigid buildings with short natural period dissipate a small amount of the wave energy induced by the seismic motion. Mechanical dampers must be designed so that part of the input energy would be converted into heat, another part in elastic—plastic deformation. In terms of the nature of the foundation soil and of the type of building it has been proposed to interpose between the basement and the soil energy absorbing cushions, soft viscous multi-layer materials tested before, as well as rolling trains placed under the bottom of the foundation.

The monting into the basement of some dampers acting in the horizontal plane, embedded in rigid supports (jaws) and of some rolling trains at the level of the foundation raft would solve in many cases the proposed problem (Fig. 1). The rollers (*1*) can be carried out from timber or steel pipes, lined with rubberized felt. The dampers (*2*) are of hydraulic type, can be performed with inner helicoidal springs. This solution is recommended for rigid basement with foundation raft and for a small number of stories of the building (mostly up to four).

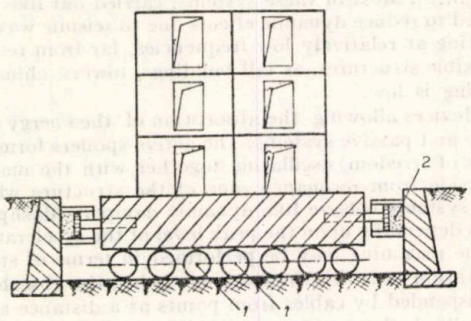


Fig. 1. — Structure supported on rolling trains with lateral dampers.

A reasonable arrangement of the elements absorbing mechanical energy (the rolling friction of the movable train, the adherence of the lining material, the viscous damping of the piston are the factors interfering) leads to a significant decrease of the seismic forces in structural elements. The problem of the absorption of mechanical shocks is frequently corelated with the need of acoustical insulation of the vibrations due to the underground urban traffic (underground railways passing in the neighbourhood of old buildings in large cities). In this respect the elastomere bearings (neoprene), the synthetical rubber with metallic mesh are representing a good solution also employed in our country, for the time being only in piers and abutment construction of some bridges. Unfortunately, up to the present, to little effort was made in the direction of implementation these systems in the seismic damping of civil and industrial constructions.

3. The Achievement of Dampers in the Basement

For the basement of a short period building situated in seismic areas, the present solution enables the release of the input energy by means of partial rotations in foundation elements and also by means of additional elastic deformations, without affecting the gross stability of the structure. Taking into acount the multi-directional spread of the seismic waves, the provision of some springs having a hard nonlinear stiffness ($K_2 > K_1$), as in Fig. 2, symmetrically placed on the opposite sides of the understructure, allows also to counteract the overturning (tilting) moment.

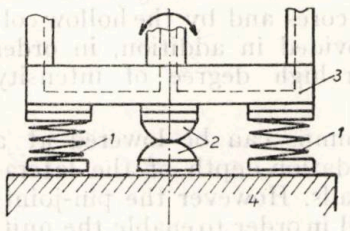


Fig. 2. — Energy absorbing system with springs and central spehrical supports.

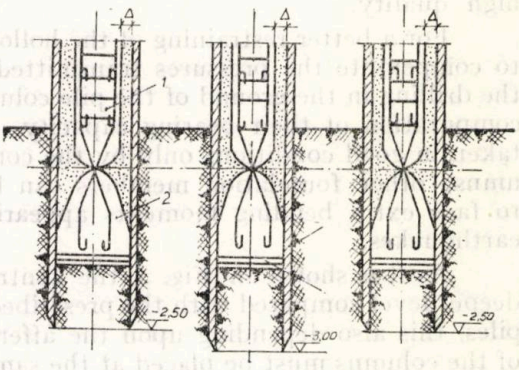


Fig. 3. — Basement provided with hollow columns and reinforced concrete cores.

The semispherical support (*2*) provided with a safety rod, dimensioned for a given force, is placed in the center of gravity of the construction. This support ensures the stability and allows in the same time the uniform repartition of the gravitational vertical loading. At the bottom, the structure is founded on a rigid raft (*3*), resting on the springs (*1*) and on the above described support (*2*). In this way an energy dissipation active mechanism against dynamic displacements of the ground is created.

An estimation of the load reaching the foundation soil (*4*) makes clear that the solution is valid for soils with uniform settlements and allowable stress up to 2 daN/cm^2. The interference of neoprene layers between the raft plate and the ground will result in a compensation of the static and dynamic pressure.

In the case of rigid structures founded in soils of low bearing capacity, a basement of the type shown in Fig. 3 can be adopted. This set up consists in a set of columns inserted by drilling and reinforced concrete piles placed in the center of these hollow columns. In this way, the overall stability for vertical loads, also for lateral ones, is provided. For dynamic actions exceeding a certain degree of intensity, a partial rotation of the reinforced concrete cores (*1*) hinged at the level of the bearings (*2*) will occur. The bearings (*2*) are provided inside of the metallic or R.C. columns (*3*), as it is shown in Fig. 3.

The energy loss which occurs when the lateral forces reach a certain value is wasted along the gap Δ between the concrete core and the external tube, leading to a partial mechanism of failure in the concrete columns ; this device has no influence on the equilibrium of the whole structure, which is further restrained by means of hollow columns (*3*).

At the end of the bearings (*2*) an energy absorption material can be placed, also the interstice between the tubes (*3*) and the inner concrete columns (*1*) is filled with a damping insulating material. Only in the case of a very small bearing capacity of the foundation soil it is advisable to replace the layer at the base of the bearings by a compensating concrete of high quality.

For a better restraining of the hollow foundation system and in order to compensate the pressures transmitted by the structure, it is necessary the drilling in the ground of the pile columns on a depth resulting from the computation of their bearing capacity. If the vertical loading cannot be taken in good conditions only by the concrete cores and by the hollow columns, other foundation members can be provided in addition, in order to face extra bending moments appearing for high degree of intensity earthquakes.

As it is shown in Fig. 3, the central columns can be lowered at a deeper level compared with the prescribed foundation depth of the lateral piles, this also depending upon the afferent loads. However the pin-joints of the columns must be placed at the same level in order to enable the uniform rotation of the system.

4. The Energy Balance of the System

Let be Δ the interstice (gap) between the core of the column and the inner face of the metallic tube (or hollow reinforced concrete section) ; the number of vertical members, n, required to take over kinetic energy, E_c, given by the soil vibrations at a spectral density value, S_v, results considering the energy balance of the system. This can be written as :

$$L_1+L_2=\frac{MS_v^2}{2}, \tag{1}$$

where : L_1 — the mechanical work performed through column rotation on the distance Δ ; L_2 — the deformation work of the basement for a prescribed ultimate deflection y/h ; M — the mass of the structure submitted to oscillation ; S_v — the velocity spectrum values at the natural period of the structure.

For a single column the deformation work roughly the same to the strain energy :

$$\frac{Py}{2}=\frac{Ky^2}{2}=\frac{3EI}{2h^3}y^2=\frac{3EI}{2h}\left(\frac{y}{h}\right)^2. \tag{2}$$

The mechanical work which is developed by the rotation of the column is

$$\frac{L_1}{n} = \frac{K_0 \Delta^2}{2}, \tag{3}$$

K_0 being the elastic constant of the damping material; Δ corresponds to the expected maximum displacement of the structure during the seismic motion.

In this way relation (1) becomes:

$$n \frac{K_0 \Delta^2}{2} + \sum_{i=1}^{n} \frac{3EI_i}{2h_i^3} y^2 = \frac{MS_v^2}{2}. \tag{4}$$

The load—displacement function displays a bilinear shape with the rigidities K_0 and K_1, the ultimate limit load, P_{lim}, corresponding to the allowable maximum displacement, Δ_0 being the value employed in dimensionning the hollow columns of the basement. The bilinear behaviour is shown in Fig. 4.

If we put into evidence the allowable deflection y/h, relationship (4) becomes:

$$\frac{nK_0\Delta^2}{2} + \frac{3}{2} \sum_{i=1}^{n} \frac{EI_i}{h_i} \left(\frac{y}{h}\right)^2 = \frac{MS_v^2}{2}, \tag{5}$$

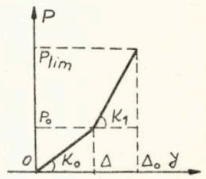


Fig. 4. — The rigidity function of the system.

where: h_i is the design height of the column; n — the number of column-piles having cores pin-joined at the lower part; I_i — the moment of inertia of the tube.

Using relation (5), we can get the number of columns (designed like in Fig. 3 set-up) which carry the lateral loading according to an input defined by a certain spectrum. In the same time the geometrical characteristic I_i, h_i, cross-sections of the columns can be selected in order to satisfy also the strength condition of the building basement for vertical loads.

Received, November 13, 1980

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Architecture

REFERENCES

1. Lazan B. J., *Damping of Materials and Members in Structural Mechanics*. Pergamon Press. Inc., New-York, 1968.
2. Mahmoodi P., *Structural Dampers*. J. of the Struct. Div., Proc. of the A.S.C.E., **ST 8**, 1661—1672 (1969).
3. Newmark M. N., Rosenblueth E., *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N. J., 1971.
4. Wong H. Y., *An Aerodynamic Means of Suppressing Vortex Induced Oscillation*. Proc. of the Inst. of Civil Eng., Part 2, **63**, 693—698 (1977).
5. Wong H. Y., *A Passive Damping Device for Structures in Low-Frequency Oscillation*. The Struct. Eng. J. of the Inst. of Struct. Eng., **57 A**, 3, 75—78 (1979).

DISIPATORI DE ENERGIE LA STRUCTURI CU PERIOADĂ PROPRIE SCURTĂ

(Rezumat)

Se prezintă unele sisteme care realizează la nivelul infrastructurii clădirilor cu perioadă proprie scurtă o disipare a energiei introduse de acţiunile dinamice şi de tip seismic, în scopul reducerii răspunsului dinamic al structurii, cînd nivelul de intensitate depăşeşte anumite limite. În acest sens, un sistem de cadre, avînd stîlpi special concepuţi cu articulaţii în fundaţii, preia atît încărcarea gravitaţională cît şi o parte din cea laterală. În final se dau unele detalii privind determinarea numărului de stîlpi.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ

C.D. 624.07; 624.1

L'EFFET DES DÉFORMATIONS TANGENTIELLES TRANSVERSALES SUR LA FLEXION DES PLAQUES APPUYÉES SUR TERRAINS DÉFORMABLES (I)

PAR

IULIAN IONESCU

1. Introduction

Dans la théorie courante des plaques planes minces, appuyées sur terraines déformables, on emploie, pour la détermination des déplacements, l'équation différentielle du IV-éme ordre qui en cordonnées cartésiennes a la forme :

$$D\Delta\Delta w = q - r, \tag{1}$$

où D représente la rigidité de la plaque, w, q et r sont les fonctions des flèches, des chargements et des pressions de contact et $\Delta\Delta = \partial^4/\partial x^4 + 2\partial^4/\partial x^2\partial y^2 + \partial^4/\partial y^4$.

L'équation (1) est valable quand le rapport entre la largeur de la plaque et sa épaisseur dépasse 3 [1].

Si la valeur de ce rapport est moindre, il est nécessaire de tenir compte de l'influence des déformations tangentielles transversales sur le chargement de la plaque. Dans ce cas on détermine la déformée de l'élément à l'aide du système suivant d'équations différentielles [2].

$$D\Delta\Delta w = q - r - \alpha\Delta(q - r), \quad \Delta\psi - 10\frac{\psi}{h^2} = 0, \tag{2}$$

dans lequel D, $\Delta\Delta$, w, q et r ont les significations de (1), $\alpha = (2-\nu)h^2/[10(1-\nu)]$, h et ν représentent l'épaisseur et le coefficient de Poisson de la plaque, ψ est la fonction des tensions et $\Delta = \partial^2/\partial x^2 + \partial^2/\partial y^2$.

On obtient les solutions du problème d'un cas à l'autre en fonction de l'approximation de l'intéraction élément—support d'appui et des conditions de frontière.

Dans ce qui suit on présente une méthode numérique pour le calcul des plaques planes rectangulaires ayant les marges libres, appuyées sur un terrain linéaire déformable, tenant compte de l'effet des déformations tangentielles transversales sur la flexion de l'élément.

2. L'établissement des algorithmes de calcul

On considère une plaque plane rectangulaire et sur la surface médiane non-déformée on trace un réseau orthogonal ayant le pas constant λ (fig. 1).

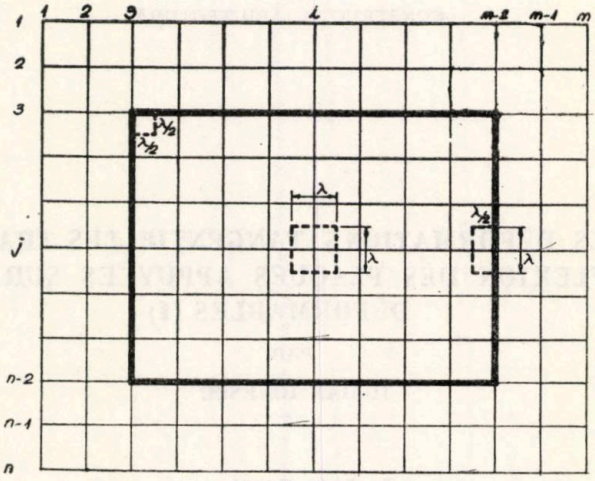


Fig. 1

Pour ce réseau de points nodaux, le système d'équations, écrit à l'aide des différences finies, devient :

$$(3)\qquad \begin{cases} \cdots\cdots\cdots \\ D_{i,j}\overline{\Delta\Delta}\, w_{i,j}=\delta_{i,j}, \\ \cdots\cdots\cdots \\ \overline{\Delta}\psi_{i,j}=0, \\ \cdots\cdots\cdots \end{cases}$$

ou

$$(4)\qquad A_{ex}\, W_{ex}+A_r W+\Lambda_r R=\Lambda_r Q,\quad \Pi\Phi=0,$$

dans lequel : $D_{i,j}=Eh_{i,j}^2/[12(1-\nu^2)]$, avec E — module d'élasticité de la plaque, h_{ij} — l'épaisseur moyenne de la plaque qui correspond au champ nodal.

On peut écrire les équations ci-dessous :

$$(5)\qquad \begin{aligned} \Delta\Delta w_{ij}=\frac{1}{\lambda^4}[&w_{i,j-2}+w_{i+2,j}+2(w_{i-1,\,j-1}+w_{i+1,\,j-1}+w_{i-1,\,j+1}+w_{i+1,\,j+1})- \\ &-8(w_{i,j-1}+w_{i-1,j}+w_{i,j+1}+w_{i+1,j})+20w_{i,j}+w_{i+2,j}+w_{i,j+2}], \\ &(i=1,\ldots,m\ ;\ j=1,\ldots,n), \end{aligned}$$

et évaluer les expressions :

$$(6)\qquad \begin{aligned} \delta_{1,1}=&-\frac{\alpha_{11}}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{\lambda^2}{\alpha_{1,1}}\right)q_{1,1}-2(q_{2,1}+q_{1,2})+q_{3,1}+q_{1,3}\right]+ \\ &+\frac{\alpha_{1,1}}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{\lambda^2}{\alpha_{1,1}}\right)r_{1,1}-2(r_{1,2}+r_{2,1})+r_{1,3}+r_{3,1}\right], \end{aligned}$$

$$\delta_{m,1}=-\frac{\alpha_{m,1}}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{\lambda^2}{\alpha_{m,1}}\right)q_{m,1}-2(q_{m-1,1}+q_{m,2})+q_{m-2,1}+q_{m,3}\right]+$$

(7)

$$+\frac{\alpha_{m,1}}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{\lambda^2}{\alpha_{m,1}}\right)r_{m,1}-2(r_{m-i,1}+r_{m,2})+r_{m-2,1}+r_{m,3}\right],$$

$$\delta_{1,n}=-\frac{\alpha_{1,n}}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{\lambda^2}{\alpha_{1,n}}\right)q_{1,n}-2(q_{1,n-1}+q_{2,n})+q_{1,n-2}+q_{3,n}\right]+$$

(8)

$$+\frac{\alpha_{1,n}}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{\lambda^2}{\alpha_{1,n}}\right)r_{1,n}-2(r_{1,n-1}+r_{2,n})+r_{1,n-2}+r_{3,n}\right],$$

$$\delta_{m,n}=-\frac{\alpha_{m,n}}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{\lambda^2}{\alpha_{m,n}}\right)q_{m,n}-2(q_{m,n-1}+q_{m-1,n})+q_{m,n-2}+q_{m-2,n}\right]+$$

(9)

$$+\frac{\alpha_{m,n}}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{\lambda^2}{\alpha_{m,n}}\right)r_{m,n}-2(r_{m,n-1}+r_{m-1,n})+r_{m,n-2}+r_{m-2,n}\right],$$

$$\delta_{i,1}=-\frac{\alpha_{i,1}}{\lambda^2}\left[q_{i-1,1}-\left(1+\frac{\lambda^2}{\alpha_{i,1}}\right)q_{i,1}+q_{i+1,1}-2q_{i,2}+q_{i,3}\right]+$$

(10)

$$+\frac{\alpha_{i,1}}{\lambda^2}\left[r_{i-1,1}-\left(1+\frac{\lambda^2}{\alpha_{i,1}}\right)r_{i,1}+r_{i+1,1}-2r_{i,2}+r_{i,3}\right],$$

$$\delta_{i,n}=-\frac{\alpha_{i,n}}{\lambda^2}\left[q_{i-1,n}-\left(1+\frac{\lambda^2}{\alpha_{i,n}}\right)q_{i,n}+q_{i+1,n}-2q_{i,n-1}+q_{i,n-2}\right]+$$

(11)

$$+\frac{\alpha_{i,n}}{\lambda^2}\left[r_{i-1,n}-\left(1+\frac{\lambda^2}{\alpha_{1,n}}\right)r_{i,n}+r_{i+1,n}-2r_{i,n-1}+r_{i,n-2}\right],\ (i=2,\ldots,m-1),$$

$$\delta_{1,j}=-\frac{\alpha_{1,j}}{\lambda^2}\left[q_{1,j-1}-\left(1+\frac{\lambda^2}{\alpha_{1,j}}\right)q_{1,j}+q_{1,j+1}-2q_{2,j}+q_{3,j}\right]+$$

(12)

$$+\frac{\alpha_{1,j}}{\lambda^2}\left[r_{1,j-1}-\left(1+\frac{\lambda^2}{\alpha_{1,j}}\right)r_{1,j}+r_{1,j+1}-2r_{2,j}+r_{3,j}\right],$$

$$\delta_{m,j}=-\frac{\alpha_{m,j}}{\lambda^2}\left[q_{m,j-1}-\left(1+\frac{\lambda^2}{\alpha_{m,j}}\right)q_{m,j}+q_{m,j+1}-2q_{m-1,j}+q_{m-2,j}\right]+$$

(13)

$$+\frac{\alpha_{m,j}}{\lambda^2}\left[r_{m,j-1}+\left(1+\frac{\lambda^2}{\alpha_{m,j}}\right)r_{m,j}+r_{m,j+1}-2r_{m-1,j}+r_{m-2,j}\right],$$

$$(j=2,\ \ldots,\ n-1),$$

$$\delta_{i,j}=-\frac{\alpha_{i,j}}{\lambda^2}\left[q_{i,j-1}+q_{i-1,j}-\left(4+\frac{\lambda^2}{\alpha_{i,j}}\right)q_{i,j}+q_{i+1,j}+q_{i,j+1}\right]+$$

(14)

$$+\frac{\alpha_{i,j}}{\lambda^2}\left[r_{i,j-1}+r_{i-1,j}-\left(4+\frac{\lambda^2}{\alpha_{i,j}}\right)r_{i,j}+r_{i+1,j}+r_{i,j+1}\right].$$

Dans les noeuds de coin sont valables les relations (6) . (9), dans les points nodaux qui sont situés sur le périmètre, les relations (10)...(13), et dans le reste des noeuds, qui sont situés sur la plaque, la relation (14).

Toutefois on peut écrire les relations :

$$\bar{\Delta}\psi_{1,1}=\frac{1}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{10\lambda^2}{h_{1,1}^2}\right)\psi_{1,1}-2(\psi_{2,1}+\psi_{1,2})+\psi_{3,1}+\psi_{1,3}\right], \tag{15}$$

$$\bar{\Delta}\psi_{m,1}=\frac{1}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{10\lambda^2}{h_{m,1}^2}\right)\psi_{m,1}-2(\psi_{m-1,1}+\psi_{m,2})+\psi_{m-2,1}+\psi_{m,3}\right], \tag{16}$$

$$\bar{\Delta}\psi_{1,n}=\frac{1}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{10\lambda^2}{h_{i,n}^2}\right)\psi_{1,n}-2(\psi_{1,n-1}+\psi_{2,n})+\psi_{1,n-2}+\psi_{3,n}\right], \tag{17}$$

$$\bar{\Delta}\psi_{m,n}=\frac{1}{\lambda^2}\left[\left(2-\frac{10\lambda^2}{h_{m,n}^2}\right)\psi_{m,n}-2(\psi_{m,n-1}+\psi_{m-1,n})+\psi_{m,n-2}+\psi_{m-2,n}\right], \tag{18}$$

$$\bar{\Delta}\psi_{i,j}=\frac{1}{\lambda^2}\left[\psi_{i,j-1}+\psi_{i-1,j}-\left(4+\frac{10\lambda^2}{h_{i,j}^2}\right)\psi_{i,j}+\psi_{i+1,j}+\psi_{i,j+1}\right], \tag{19}$$

$$\alpha_{i,j}=\frac{h_{i,j}^2}{10}\cdot\frac{2-\nu}{1-\nu}.$$

Les expressions (15)...(19) sont écrites pour les points nodaux de coin et respectivement pour le reste des noeuds qui sont situés sur la plaque.

A_{ex} et A_r sont des matrices rectangulaires ayant comme éléments les coefficients des flèches des points situés à l'extérieur de la plaque ($\bar{w}_{i,j}$) et respectivement celles des points qui sont situés sur la plaque ($w_{i,j}$); Λ_r — la matrice des coefficients des pressions de contact ($r_{i,j}$) ou des intensités des chargements ($q_{i,j}$) ; $W_{ex}=\{..\bar{w}_{i,j}...\}^T$, $W=\{...w_{i,j}...\}^T$, $\Phi=\{...\psi_{i,j}..\}^T$, $R=\{...r_{i,j}...\}^T$ et $Q=\{...q_{i,j}...\}^T$ sont les vecteurs des déplacements des points situés à l'extérieur et à l'intérieur de la plaque, le vecteur de la fonction des tensions, le vecteur des pressions de contact, tous inconnus et le vecteur des chargements ; Π est la matrice qui a les éléments égaux aux coefficients des inconnues, $\psi_{i,j}$.

Les relations (6) ... (9), (15) ... (17) et (18) ont été écrites en différences finies progressives ou régressives et les relations (10) ... (13) en différences finies centrales et progressives ou régressives pour que le systeme d'équations (3) puisse être compatible.

Pour un contour libre on doit satisfaire les conditions de P o i s s o n (les efforts normaux et le moment de torsion sont nuls sur la frontière).

Les moments fléchissants ($M_{x;i,j}$, $M_{y;i,j}$), les forces tranchantes ($T_{x;i,j}$, $T_{y;i,j}$) et les moments de torsion ($M_{xy;i,j}$) sont donnés par les relations différentielles connues [2], qui écrites à l'aide des différences finies pour les noeuds de la plaque, ont la forme suivante :

$$M_{x,i,j}=-D_{i,j}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)_{i,j}-\frac{h_{i,j}^2 D_{i,j}}{5}\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\partial y^2}\right)_{i,j}+\frac{h_{i,j}^2}{5}\left(\frac{\partial^2\psi}{\partial x\partial y}\right)_{i,j}-$$

$$-\frac{(q_{i,j}-r_{i,j})h_{i,j}^2\nu}{10(1-\nu)}=\left[\left(-1+\frac{6h_{i,j}}{5\lambda^2}\right)(w_{i,j-1}+w_{i,j+1})-\left(\nu-\frac{2h_{i,j}}{5\lambda^2}\right)(w_{i-1,j}+\right.$$

$$+w_{i+1,j})+2\left(1+\nu-\frac{h_{i,j}^2}{\lambda^2}\right)w_{i,j}\Big]\frac{D_{i,j}}{\lambda^2}+\frac{h_{i,j}^2 D_{i,j}}{5\lambda^2}(w_{i,j-2}+w_{i,j+2}+w_{i-1,j-1}+ \tag{20}$$

$$+w_{i+1,j-1}+w_{i-1,j+1}+w_{i+1,j+1})+\frac{h_{i,j}^2}{10\lambda^2}\left(\psi_{i-1,j-1}-\psi_{i+1,j-1}-\psi_{i-1,j+1}+\right.$$

$$\left.+\psi_{i+1,j+1}\right)-\frac{h_{i,j}^2}{10}\cdot\frac{\nu}{1-\nu}(q_{i,j}-r_{i,j}),$$

$$M_{y,i,j}=-D_{i,j}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_{i,j}-\frac{h_{i,j}^2 D_{i,j}}{5}\left(\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}+\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\partial y^2}\right)_{i,j}-\frac{h_{i,j}^2}{5}\left(\frac{\partial^2\psi}{\partial x\partial y}\right)_{i,j}-$$

$$-\frac{(q_{ij}-r_{ij})h_{i,j}^2}{10}\cdot\frac{\nu}{1-\nu}=\left[\left(\nu-\frac{2h_{ij}^2}{5\lambda^2}\right)(w_{i,j-1}+w_{i,j+1})-\left(1-\frac{6h_{ij}^2}{5\lambda^2}\right)(w_{i-1,j}+\right.$$

$$+w_{i+1,j})+2\left(1+\nu-\frac{h_{i,j}^2}{\lambda^2}\right)w_{i,j}-\frac{h_{i,j}^2}{5\lambda^2}(w_{i-1,j-1}+w_{i+1,j-1}+w_{i-1,j+1}+ \tag{21}$$

$$\left.+w_{i+1,j+1}+w_{i-2,j}+w_{i+2,j})\right]\frac{D_{ij}}{\lambda^2}-\frac{h_{i,j}^2}{20\lambda^2}(\psi_{i-1,j-1}-\psi_{i+1,j-1}-\psi_{i-1,j+1}+$$

$$+\psi_{i+1,j+1})-\frac{h_{i,j}^2}{10}\cdot\frac{\nu}{1-\nu}(q_{ij}-r_{ij}),$$

$$T_{x,i,j}=-D_{ij}\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3}+\frac{\partial^3 w}{\partial x\partial y^2}\right)_{i,j}+\left(\frac{\partial\psi}{\partial y}\right)_{i,j}=-\frac{D_{i,j}}{2\lambda^3}[-w_{i-1,j-1}+w_{i+1,j-1}- \tag{22}$$

$$-w_{i-2,j}+4(w_{i-1,j}-w_{i+1,j})+w_{i-2,j}-w_{i-1,j+1}+w_{i+1,j+1}]-\frac{1}{2\lambda}(\psi_{i,j-1}-\psi_{i,j+1}),$$

$$T_{y,i,j}=-D_{i,j}\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3}+\frac{\partial^3 w}{\partial y\partial x^2}\right)_{i,j}-\left(\frac{\partial\psi}{\partial x}\right)_{i,j}=-\frac{D_{i,j}}{2\lambda^3}[-w_{i,j-2}-w_{i-1,j-1}- \tag{23}$$

$$-w_{i+1,j-1}+4(w_{i,j-1}-w_{i,j+1})+w_{i-1,j+1}+w_{i+1,j+1}+w_{i,j+2}]+\frac{1}{2\lambda}(\psi_{i-1,j}-\psi_{i+1,j}),$$

$$M_{xy,i,j}=(1-\nu)D_{i,j}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial y}\right)_{i,j}+\frac{h_{i,j}^2 D_{i,j}}{5}\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^3\partial y}+\frac{\partial^4 w}{\partial x\partial y^3}\right)_{i,j}+\frac{h_{i,j}^2}{10}\left(\frac{\partial^2\psi}{\partial x^2}-\right.$$

$$\left.-\frac{\partial^2\psi}{\partial y^2}\right)_{i,j}=\frac{h_{i,j}D_{i,j}}{20\lambda^4}\left\{w_{i-1,j-2}-w_{i+1,j-2}+w_{i-2,j-1}+\left[\frac{5(1-\nu)\lambda^2}{h_{i,j}^2}-\right.\right. \tag{24}$$

$$\left.-4\right](w_{i-1,j-1}-w_{i+1,j-1}+w_{i+1,j+1})-w_{i+2,j-1}-w_{i-2,j+1}+w_{i+2,j+1}-$$

$$\left.-w_{i-1,j+2}+w_{i+1,j+2}\right\}+\frac{h_{i,j}^2}{10\lambda^2}(\psi_{i,j-1}+\psi_{i,j+1}-\psi_{i-1,j}+\psi_{i+1,j}),$$

tandis que l'expression matricielle est donnée par la relation

$$S=A_{s\text{ex}}W_{\text{ex}}+A_{s\text{in}}\,W+\Pi_s\Phi+\Lambda_sR-\Lambda_sQ, \tag{25}$$

où A_{sin} et $A_{s\text{ex}}$ sont des matrices ayant les éléments formés par les coefficients des flèches $w_{i;j}$ et $\overline{w}_{i;j}$; Π_s — la matrice des coefficients des inconnues $\psi_{i;j}$; Λ_s — la matrice constituée par les coefficients des intensités $q_{i;j}$ ou $r_{i;j}$; $S=\{...M_{x;i,j}...M_{y;i;j}...T_{x;i;j}...T_{y;i;j}...M_{xy;i;j}...\}^T$ — le vecteur des efforts de la plaque, ($i=1, 2, ..., m$; $j=1, 2, ..., n$), le reste des notations ayant les significations connues.

Sur la frontière de l'élément les composantes du vecteur S, données par les efforts normaux et le moment de torsion, sont nules et par suite les conditions de P o i s s o n peuvent être exprimées d'une manière condensée sous la forme :

$$A_{c\text{ex}}W_{\text{ex}}+A_{c\text{in}}\,W+\Pi_c\Phi+\Lambda_cR=\Delta_cQ, \tag{26}$$

dans laquelle les notations ont les signification de (25) et où les matrices $A_{c\text{ex}}$, $A_{c\text{in}}$, Π_c et Λ_c sont écrites seulement pour le contour de la plaque.

L'interaction structure—terrain de fondation, prenant en considération le réseau des points nodaux de la fig. 1, est donnée par les relations matricielles suivantes [3] :

$$R=KW, \tag{27}$$

$$W=BR, \tag{28}$$

dans lesquelles K et B représentent la matrice de rigidité et respectivement de flexibilité du terrain de fondation.

On applique l'expression (27) pour un support d'appui du type W i n k l e r (1867) et l'expression (28) pour les terrains linéairement déformables qui ont un comportement proche des modèles mécaniques B o u s s i n e s q (1885), M i c h e l l (1900), E g o r o v (1938) et K l e i n (1956).

Les vecteurs inconnus W, R, W_{ex} et Φ peuvent être déterminés par la solution du système d'equations matricielles (4), (26) et (27) ou (28), à savoir

$$\begin{Bmatrix} W \\ R \\ W_{\text{ex}} \\ \Phi \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} A_r & \Lambda_r & A_{\text{ex}} & 0 \\ -K & 1 & 0 & 0 \\ A_{c\text{in}} & \Lambda_c & A_{c\text{ex}} & \Pi_c \\ 0 & 0 & 0 & \Pi \end{vmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \Lambda_rQ \\ 0 \\ \Lambda_cQ \\ 0 \end{Bmatrix}, \tag{29}$$

pour un milieu d'appui Winkler ;

$$\begin{Bmatrix} W \\ R \\ W_{\text{ex}} \\ \Phi \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} A_r & \Lambda_r & A_{\text{ex}} & 0 \\ 1 & -B & 0 & 0 \\ A_{c\text{in}} & \Lambda_c & A_{c\text{ex}} & \Pi_c \\ 0 & 0 & 0 & \Pi \end{vmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \Lambda_rQ \\ 0 \\ \Lambda_cQ \\ 0 \end{Bmatrix}, \tag{30}$$

pour un terrain linéaire déformable.

3. Conclusions

Les solutions présentées permettent à établir, avec une bonne approximation, l'état des tensions et des déformations dans des éléments de constructions de type plaque, fondées sur des terraines déformables renco-

trées couramment dans la pratique. Les réactions, les flèches et les efforts, on les détermine en fonction des caractéristiques principales du système structural, à savoir: l'épaisseur variable, en degrès, de la plaque, la nature du terrain de fondation, la distribution des chargements, l'effet des déformations tangentielles transversales sur la flexion de la plaque.

L'expression matricielle des relations de calcul fournit la possibilité de mettre en évidence les paramètres principaux qui influencent le vecteur d'état de l'élément, autant que de programmer facilement les calculs aux ordinateurs.

Reçue le 22 septembrie 1980

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de
Constructions hydrotechniques.

BIBLIOGRAPHIE

1. Гарбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., *Расчем конструкций, но упругом оснований.* Строийздат, М., 1973.
2. Timoshenko P. S., Woinowsky–Krieger S., *Teoria plăcilor plane şi curbe* (trad. de l'anglais). Ed. Tehn., Buc., 1968.
3. Ionescu I., *Contribuţii la calculul capetelor de ecluză.* Thèse, Inst. Polyt., Jassy, 1978.

EFECTUL DEFORMAŢIILOR TANGENŢIALE ASUPRA ÎNCOVOIERII PLĂCILOR REZEMATE PE TERENURI DEFORMABILE

(Rezumat)

Se prezintă o metodă mumerică de calcul, prin diferenţe finite, pentru determinarea vectorului de stare al unei plăci rezemate pe un teren liniar deformabil ţinînd seama de efectul deformaţiilor tangenţiale transversale asupra încovoierii elementului, de variaţia în trepte a grosimii plăcii, de distribuţia încărcărilor şi de natura terenului de fundare.

Relaţiile de calcul sînt prezentate sub formă matriceală ceea ce permite să se pună în evidenţă parametrii de bază ce influenţează starea de tensiuni şi deformaţie a elementului, uşurînd totodată şi programarea calculelor la ordinator.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXII), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D.C. 624.07 ; 624.01

SPECIFIC ASPECTS CONCERNING THE ASEISMIC DESIGN OF THE PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES

BY

AL. NEGOIŢĂ, M. DUMITRAŞ, V. HOBJILĂ and I. NEGOIŢĂ

1. Introduction

The problem of the aseismic design of the prestressed concrete elements and structures, respectively from partial prestressed concrete is put in the cases when the seismic lateral forces produce the bending moments in the prestressed elements. In this sense we can mention the prestressed frames with rigid joints (Fig. 1), the vertical prestressed diaphragms, the structures having the rigid joints obtained by prestressing. In these cases, to the taking over of the bending moments from the seismic lateral loads, the active (prestressing steel) reinforcement participate, and in the cases of partial prestressed concrete elements, the passive (nonprestressed) reinforcement participate too.

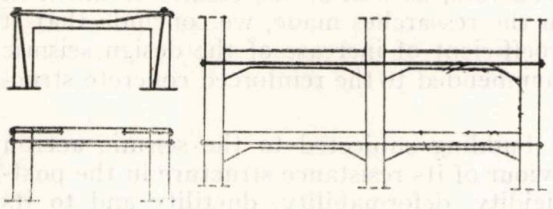


Fig. 1. — Prestressed concrete frames with rigid joints.

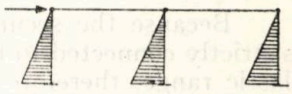


Fig. 2. — Frame with prestressed concrete girder and „articulated" joints.

The one-storied halls having their structure from precast elements and „articulated" joints, the columns being made normally from reinforced concrete and the girders from prestressed concrete, largely used in our country, they didn't put special problems to the aseismic design of the prestressed girder, because the seismic lateral forces produce bending moments only into the columns (Fig. 2).

Taking into account the practical experience, it is possible to mention that the prestressed and partial prestressed concrete can be used in various aseismic structures as [1], [2] :

a) Structures with prestressed floors, especially two directions prestressed, the vertical elements being columns, shear-walls or reinforced concrete tubes.

b) Structures with diaphragms or vertical prestressed tubes, the floors being of reinforced concrete.

c) Structures in prestressed frames with rigid joints, monolithic or precast and assembled by prestressing.

Only the girders can be prestressed or both the girders and the column — especially those from the upper levels — where the axial forces have small values.

Lately it is noticed the increasing of interest for the combination of the cases a) and b),.

Using the aseismic prestressed concrete structures we obtain some advantages as compared with the reinforced concrete structures, refering to the static and constructional types.

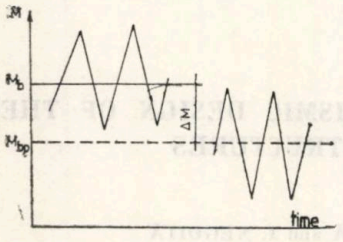


Fig. 3. — Static advantage of the prestressed structures in seismic areas ; M_b — bending moment of the vertical loads in reinforced concrete structures ; M_{bp} — bending moment of the vertical loads in prestressed concrete structures.

So, as static advantage, through the disposal of the active reinforcement in tensioned zones, the maximum bending moments produced by gravitation loads are lowred, the alternative bending moments from the seismic loads being taken more rationally and the final maximum values having smaller values (Fig. 3).

As constructional advantage, we mention the simplification of the joints, by avoiding the concentration of the reinforcements and welds. In the cases of the structures assembled by prestressing, the joints of continuation are easily obtained.

2. Specific Aspects of the Aseismic Design

The conditions of resistance capacity and rigidity are obtained through the usual design, considering the seismic forces with the corresponding intensity of seismic zone and the importance of the building. Taking into account the behaviour of the prestressed concrete in the plastic range, similar to that of the reinforced concrete, as well as the results obtained in many studies, as a whole and in the researches made, we conclude that it is not necessary an additional coefficient of increase of the design seismic loads as compared with those recommended to the reinforced concrete structures [3], [7].

Because the security of a building subjected to the seismic action is strictly connected to the behaviour of its resistance structure in the post-elastic range, therefore to its rigidity, deformability, ductility and to its capacity of energy absorption, it result, as in the cases of reinforced concrete structures, the necessity to ensure some conditions in order to favour the development of the plastic deformations, avoiding the fragile failures, dangerous to the elements reinforced with steel of high resistance, specific to the prestressed concrete [4]...[6].

Although the researches and the practical experience offer a series of dates that justify and recommend the using of the aseismic structures made from prestressed concrete, it doesn't succeed in formulation of some conditions referring to the specific aspects of the aseismic design – deformation, rigidity, ductility and damping — considered as a whole, in their reciprocal interdependence and useful to the ordinary design.

In this respect, in Civil Engineering Faculty from Iaşi and Cluj-Napoca have been effectuated a series of theoretical and experimental researches on the elements of the prestressed frames — girders, columns, joints — made up from both prestressed concrete and partial prestressed concrete [7], [8].

In this paper we present the results obtained in these theoretical researches, that were confirmed by the experimental ones, regarding the

characteristics of the behaviour and aseismic design of some prestressed or partial prestressed concrete elements, having the characteristics of cross section according to Fig. 4 and the reinforcement according to the Table 1.

Each series was formed from five elements, having the passive reinforcem-ent in the tensioned zone variable from $A_a=0.00$ to $A_a=12.32$ cm², the total number of elements being 20. To all these elements it was considered that the passive reinforcement in the compressed zone (A_a') is equal to 0.00, and the coefficient of cooperation between the active reinforcement and the concrete (ψ_p) is 1.00.

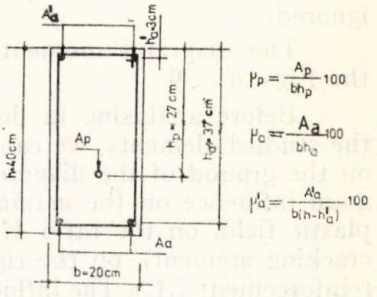


Fig. 4. — Cross section of the studied members.

2.1. The Diagrams Moment—Rotation

The theoretical researches were based on the analytical determination of the diagrams moment — rotation, on this basis there were studied the rigidity, the deformability in the plastic field, the ductility and the deformations on the reinforcements.

Table 1

Series	Active reinforcement (SBP I)			Passive reinforcement in the tensioned zone (OB 37)		
	Type	A_p cm²	μ_p %	Type	A_a cm²	μ_a %
A	12 Ø5	2.35	0,435	—	0.00	0.000
B	24 Ø5	4.70	0.87	2 Ø12	2.26	0.305
				2 Ø18	5.08	0.686
C	36 Ø5	7.05	1.30	2 Ø22	7.60	1.030
D	48 Ø5	9.40	1.74	2 Ø28	12.32	1.670

The characteristics of the materials were considered by the simplified diagrams $\sigma-\varepsilon$, according to Fig. 5.

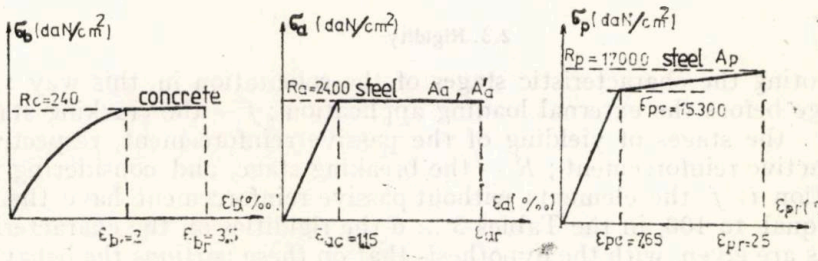


Fig. 5. — Simplified diagrams $\sigma-\varepsilon$ of the materials.

There were considered valid the following hypotheses :

a) The cross section are plane in all the stages of solicitation, inclusively in the breaking stage.

b) After the cracking, the contribution of the tensioned concrete is ignored.

The diagrams moment—rotation for the series $A-D$ are given in the Figs. 6 ... 9.

Before analysing in detail the specific aspects of the behaviour of the studied elements, we can give some appreciations of qualitative order, on the ground of the diagrams moment—rotation. So, we notice that the main influence on the maximum rotation, on the rotation capacity in the plastic field, on the ratio M_r/M_f (M_r — the breaking moment, M_f — the cracking moment), on the rigidity in the plastic field, etc., has the active reinforcement (A_p). The influence of the passive reinforcement (A_a) is reduced and it manifests especially after the cracking. In the same time with the increase of the active reinforcement quantity, the influence of the passive reinforcement is lowered, as a consequence of the increase of the plasticizing degree of the compressed zone.

2. 2. The ratio M_r/M_f

The increase of the active reinforcement quantity determines the rapid increase of the cracking moment ; on the other side, the increase of the breaking moment is more slow as a consequence of the plasticizing of the compressed zone. So, in the same time with the increase of the active reinforcement quantity, the ratio M_r/M_f decrease (Table 2).

Table 2

Series	*A*	*B*	*C*	*D*
M_r/M_f	1.66...2.50	1.45...1.76	1.16...1.38	0.98...1.07

The passive reinforcement little influences the cracking moment, but on the other side its influence on the breaking moment is important, but this one diminishes in the same time with the increase of the active reinforcement.

2.3. Rigidity

Noting the characteristic stages of the solicitation in this way : i — the stage before the external loading application ; f — the cracking stage ; C_a, C_p — the stages of yielding of the passive reinforcement, respectively of the active reinforcement ; R — the breaking stage, and considering that on portion $i-f$, the elements without passive reinforcement have the rigidity equal to 100, in the Tables 3 ... 6 the rigidities on the characteristic portions are given, with the hypothesis that on these portions the behaviour is linear.

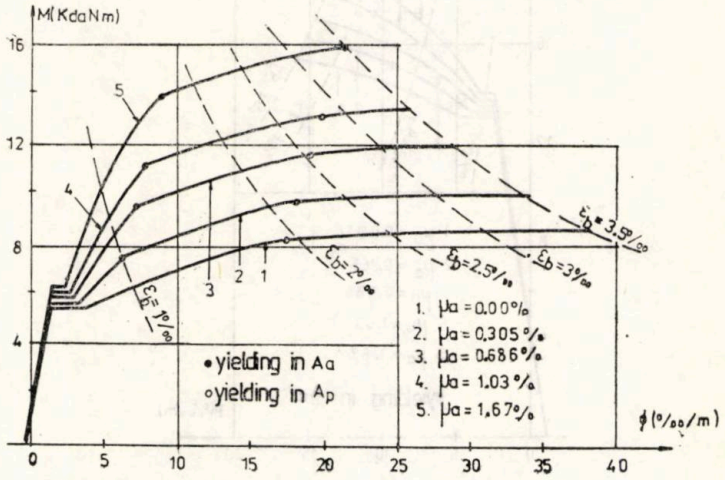


Fig. 6. — $M-\emptyset$ diagrams for series A of the girders.

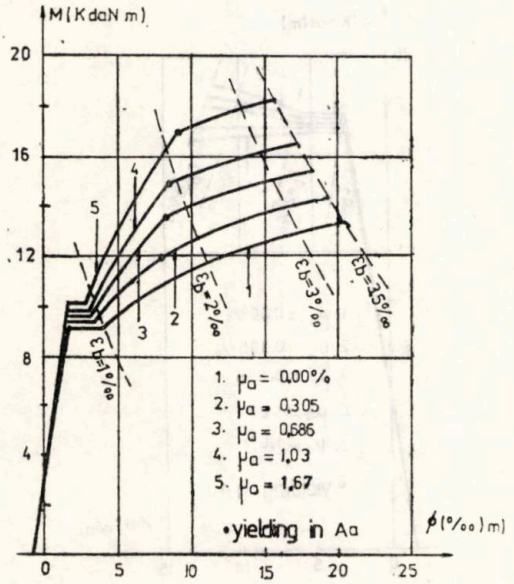


Fig. 7. — $M-\emptyset$ diagrams for series B of the girders.

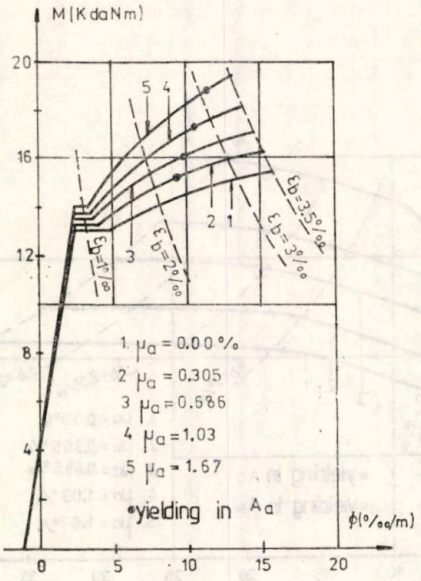


Fig. 8. — $M-\emptyset$ diagrams for series C of the girders.

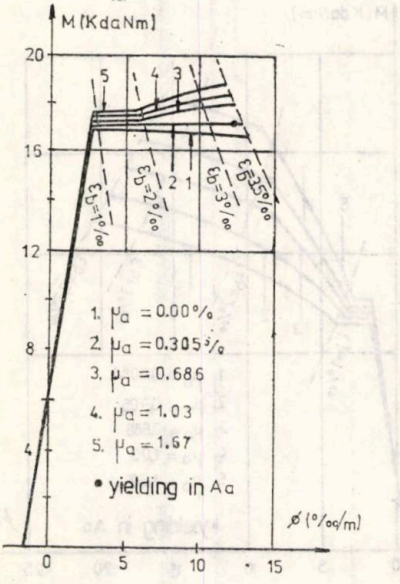


Fig. 9. — $M-\emptyset$ diagrams for series D of the girders.

We notice that on the portions $i-f$, the passive reinforcement little influences the rigidity. But, on the portions $f-C_a$, the influence of the passive reinforcement becomes more important, especially to the elements with less active reinforcement.

Table 3

A_p cm²	A_a cm²	Characteristic domains $i-f$	$f-C_a$	C_a-C_p	C_p-R
2.35	0.00	100	–	5.34*)	0.59
	2.26	103.7	10.2	5.81	0.82
	5.08	107.4	19.6	8.18	1.23
	7.60	111.1	24.8	5.28	2.05
	12.32	114.8	32.7	4.87**)	–

*) On the domain $f-C_p$;
**) $C_p=R$.

Table 4

A_p cm²	A_a cm²	Characteristic domains $i-f$	$f-C_a$	C_a-R
4.70	0.00	100	–	5.72*)
	2.26	103.3	10.2	5.49
	5.08	105.5	15.8	5.12
	7.60	107.7	19.2	4.84
	12.32	109.8	24.1	4.61

*) On the domain $f-R$.

The yielding of the passive reinforcement determines an unexpected diminuation of the rigidity, more important with the increase of the ratio A_a/A_p, A_p having smaller values. By the increase of the active reinforcement increase the plasticizing degree of the compressed zone too; in this way the influence of the passive reinforcement is lowered

The yielding of the active reinforcement — only in the cases of some small percentage of reinforcement (series A) — is unessential to the rigidity change, because, in this stage of solicitation, the compressed zone has a advanced degree of plasticizing.

Table 5

A_p cm²	A_a cm²	Characteristic domains $i-f$	$f-C_a$	C_a-R
7.05	0.00	100	–	4.86*)
	2.26	101.5	7.84	5.03
	5.08	103.8	9.18	5.64
	7.60	105.3	10.83	6.77
	12.32	107.6	14.75	10.57

*) On the domain $f-R$.

Table 6

A_p cm²	A_a cm²	Characteristic domains $i-f$	$f-R$
9.40	0.00	100	0.53
	2.26	101.1	0.56
	5.08	102.4	2.08
	7.60	103.5	2.77
	12.32	104.7	3.83

In comparison with the elements of reinforced concrete, the prestressed or partial prestressed concrete elements have a higher rigidity in the plastic field. So, in the cases when $A_a=0.00$, the plastic behaviour is given especially by that of the compressed zone; the active reinforcement doesn't

yield therefore the element permanently having, up to the breaking stage, a certain capacity taking over loads, has a certain rigidity. If $A_a=0.00$, this will influence as it was shown above.

2.4. Ductility

The ductility factor (ρ) was expressed by the ratio between the breaking rotation ($\varnothing_r$), corresponding to a maximum deformation of the concrete equal with 3.5‰ and the cracking rotation ($\varnothing_f$), as in [4]. We mention that instead of the cracking rotation, in some studies the rotation corresponding to other stage of solicitation appears. So, in [3] it is considered the rotation (or the displacement) corresponding to a loading equal to 60% from that of breaking, and in [8] the corresponding rotation to yielding of the passive reinforcement. According to [3], the expression of the ductility factor is inadequate in the cases in which $M_f>0.6\ M_r$, and according to [8], the expression is inadequate in the cases in which $A_a=0$.

The ductility factor was analysed under the influence of some characteristic parameters namely, the active reinforcement, the passive reinforcement (both in the tensioned and compressed zone), the co-operation of the active reinforcement with the concrete and the axial force of compression.

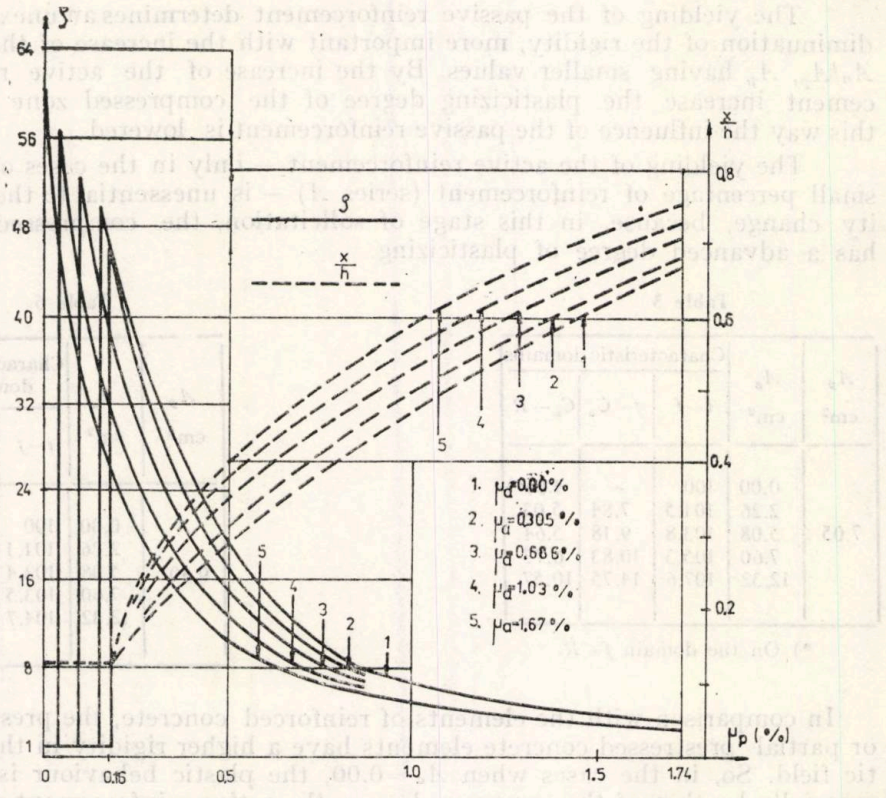


Fig. 10. — Influence of the active reinforcement on ductility and ratio x/h.

The active reinforcement exerts a main influence on the ductility (Fig. 10 and Table 7), the influence of the passive reinforcement being more reduced (Fig. 11 and Table 7).

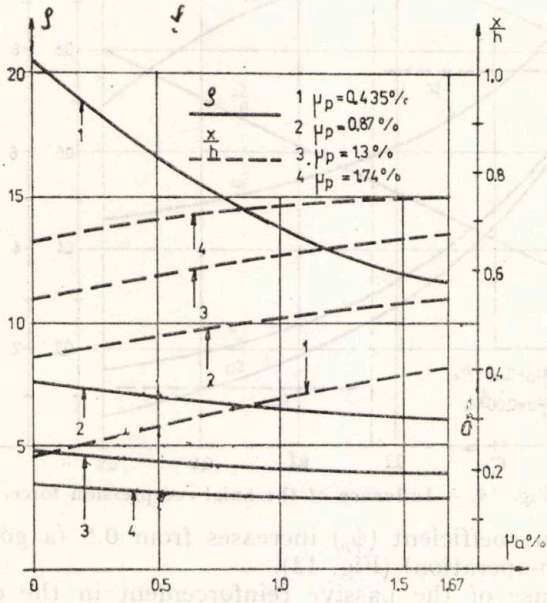


Fig. 11. — Influence of the passive reinforcement on ductility and ratio x/h.

Table 7

Series	*A*	*B*	*C*	*D*
ρ	11.47...20.3	6...7.57	3.89...4.66	2.93...3.26

The increase of the (active and passive) reinforcement leads to the increase of the height of the compressed zone (x), respectivelly of the ratio x/h (h — the height of the cross section), through it the rotational capacity in the plastic field is lowered.

Besides, the increase of the active reinforcement quantity leads to the increase of the cracking rotation, what reduces the ductility factor again.

The maximum ductility factors are obtained to the minimum percentages of reinforcement, determined from the condition as the maximum deformation in (active and passive) reinforcements to be $20^0/_{00}$, according to STAS 10 107/76.

The co-operation of the active reinforcement with the concrete little influences the ductility factor. So, to the two analysed elements, the ductility factor increase from 19.5 to 20.6, respectivelly, from 7.3 to 8.02 when

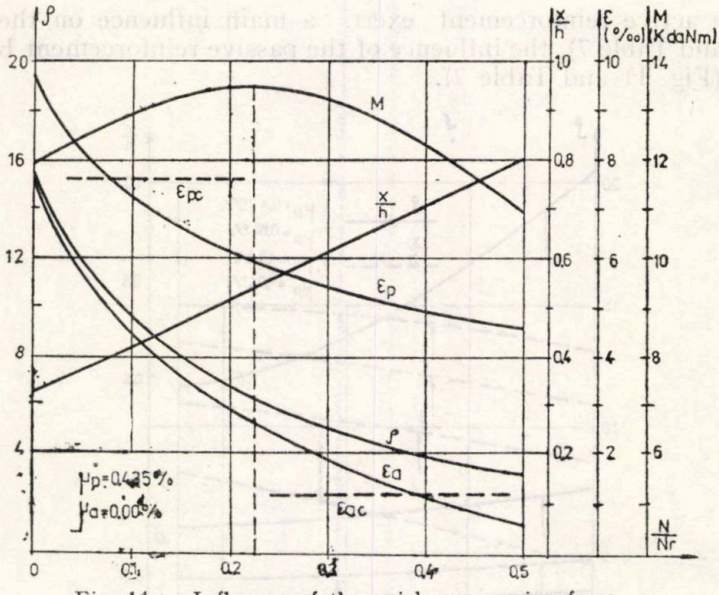


Fig. 14. — Influence of the axial compression force.

the co-operation coefficient (ψ_p) increases from 0.5 (a good co-operation) to 1.5 (a bed co-operation) (Fig. 12).

The increase of the passive reinforcement in the compressed zone (A'_a) is equivalent to the reduction with an identical quantity of the passive reinforcement in the tensioned zone (Fig. 13). The situation $A_a = A'_a \neq 0$ and $h_a = h - h'_a$ (Fig. 4) is equivalent to the situation $A_a = A'_a = 0$.

The axial compression force (in the cases of the prestressed columns) has an important influence on the ductility factor (Fig. 14). This influences both through the reduction of the field of plastic behaviour and through the increase of the cracking rotation.

2.5 The Deformations in the Reinforcements

In order to avoid the fragile breakings, there are problems concerning the limit stages of the specific deformations, especially in the active reinforcement, according to the intensity of the earthquake. So, in order to preserve the prestressing force, we must avoid the plastic deformations of the active reinforcement during some earthquakes of moderate intensity. In change, to the high intensity earthquakes we avoid the breaking of the active reinforcement [5], [6].

The deformations in the reinforcements increases in the same time with the reduction of the ratio x/h, therefore with the increase of the ductility factor.

Considering that in the stage i, after the consumption of the tension losses, the deformation in the active reinforcement is $5‰$, there are presented in Fig. 15 the deformations in the active reinforcement (ε_p) and in the passive one (ε_a), according to the percentages of reinforcement, μ_p and μ_a. We notice that the active reinforcement yields to reinforcement percentages relatively small, being influenced by the passive reinforcement.

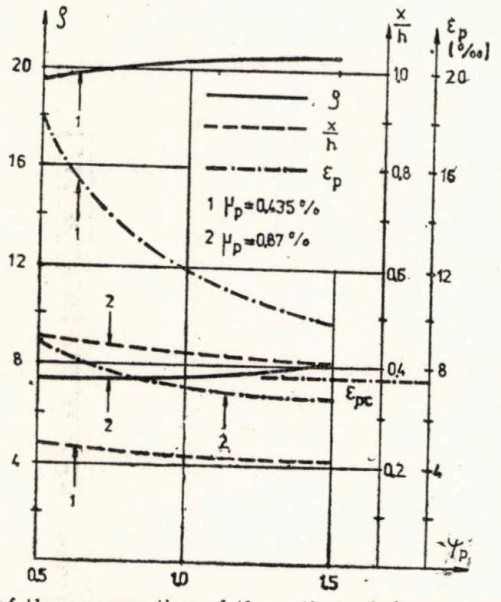


Fig. 12.—Influence of the co-operation of the active reinforcement with the concrete.

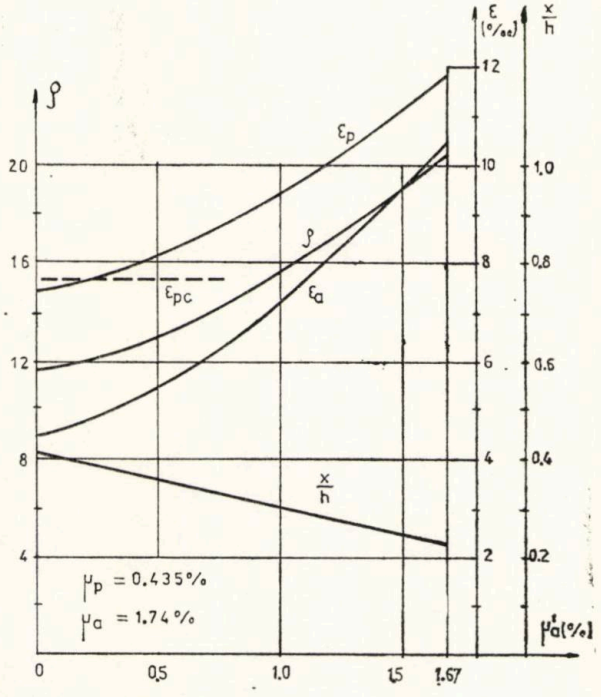
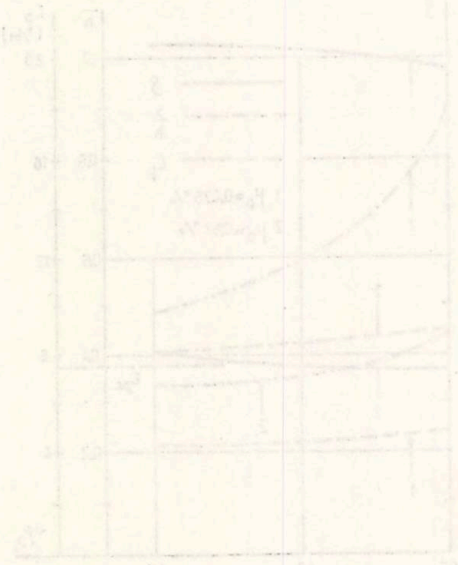
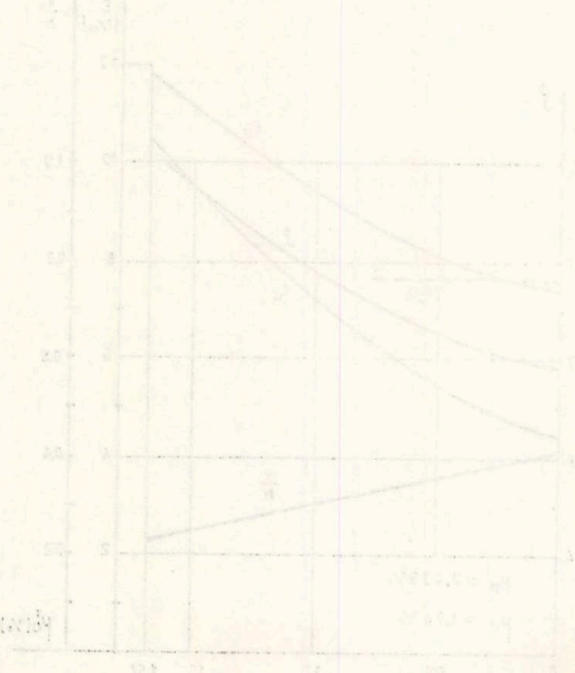


Fig. 13. — Influence of the passive reinforcement in compressed zone (A'_a).





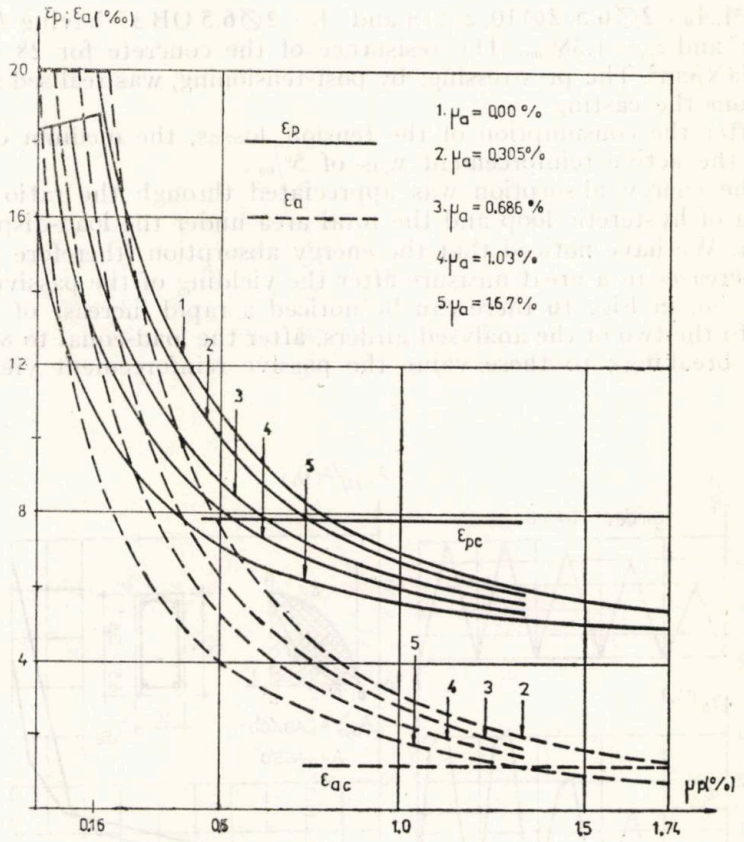


Fig. 15. — Deformations in the reinforcements ($\varepsilon_b = 3.5‰$).

In change, the passive reinforcement yields even to relatively high percentages of reinforcement. The maximum deformations were imposed to 20‰, from this condition resulting the minimum percentages of reinforcement. The influence of other parameters on the specific deformations can be seen in Figs. 12 ... 14.

The particular aspect of the partial prestressed concrete elements consists on the fact that the passive reinforcement yields while the active reinforcements remain in the elastic field. Thus the energy absorption increases simultaneously to the keeping of the prestressing force.

2.6. The Energy Absorption

The energy absorption was experimentally analysed on prestressed elements of rectangular section, with the dimensions (in cm, s. Fig. 4) : $b=10$, $h=20$, $h_p=13.5$, $h_a=18$, $h'_a=2$. The reinforcements : $A_p=6\,\varnothing 5$ SBPI, $R_p=18\,600$ daN/cm^2, $R_{02}=17\,160$ daN/cm^2, $\varepsilon_{pc}=8,17‰$ ($E_p=2\,100\,000$

daN/cm²); $A_a = 2\varnothing 6.5, 2\varnothing 10, 2\varnothing 14$ and $A_2' = 2\varnothing 6.5$ OB 37, having $R_a = 2\,900$ daN/cm² and $\varepsilon_{ac} = 1.38‰$. The resistance of the concrete for 28 days was of 430 daN/cm². The prestressing, by post-tensioning, was realised at 60...65 days from the casting.

After the consumption of the tension losses, the medium deformation in the active reinforcement was of $5‰$.

The energy absorption was appreciated through the ratio between the area of hysteretic loop and the total area under the load-displacement diagram. We have noticed that the energy absorption (therefore the damping) increases in a great measure after the yielding of the passive reinforcement. So, in Fig. 16 there can be noticed a rapid increase of the ratio A_{hys}/A to the two of the analysed girders, after the load-equal to 80% from that of breaking ; to these value the passive reinforcement yields.

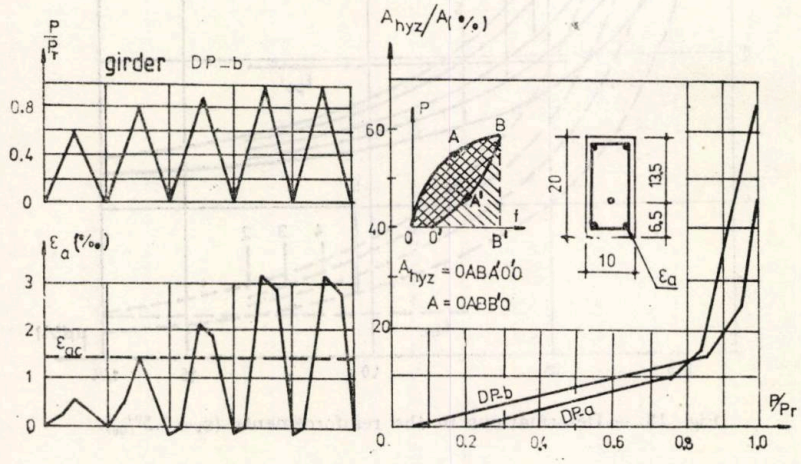


Fig. 16. — Deformation in the passive reinforcement and the damping (P_r — breaking force).

2.7. The Rigidity Correlated to the Number of Cycles and the Value of the Load

As a result of the repeated excursions in the plastic field, the residual deformations both in the concrete and the passive reinforcement increases, what loads to the reduction of the rigidity. At great loads, the phenomenon is accentuated as a consequence of the sliding of the reinforcements and the yielding of passive reinforcement from the compressed zone and of the ties ; thus it is reduced the efficiency of the confinement of concrete and this leads to the appearance of some deteriorations in the compressed zone. In this sense, in Table 8 we presents the experimental results concerning the reduction of the rigidity, obtained to one of the analysed elements. With some few exceptions we notice the continuous reduction of the rigidity in the same time with the increase of the load and the number of cycles.

Table 8

P/P_r	Loading cycles					Unloading cycles				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
0.05	100	88	70	59	50	70	54	32	22	17
0.20	88	79	65	53	44	68	50	32	22	17
0.40	58	56	52	38	28	63	38	32	22	17
0.60	52	46	37	28	20	70	34	32	23	17
0.70	—	20	27	23	17	—	43	35	30	23
0.80	—	—	14	20	15	—	—	40	38	30
0.95	—	—	—	12	11	—	—	—	50	43
1.00	—	—	—	—	2	—	—	—	—	46

3. Final Remarks

1. In comparison with the reinforced concrete frames, the prestressed concrete frames are advantageous both by the fact that the maximum bending moments can be reduced and by the simplification of the connections.

2. Through their constructive making, we can impose a certain ratio M_r/M_f favourable to an aseismic building.

3. Having a rigidity in plastic field, greater than that of the reinforced concrete structures, the prestressed concrete structures will have the maximum deformations, produced by an earthquake, smaller. Consequently, the deteriorations will be smaller.

4. The ductility of the prestressed concrete elements is better, even of the active reinforcement remains in the elastic field. The improvement of the plastic behaviour and the increase of the ductility factor can be influenced — besides the analysed factors — by certain measures concerning the confinement of the concrete, as in the cases of the reinforced concrete elements.

5. Even to small percentages of reinforcement, the maximum deformations in the active reinforcement are far from the breaking deformation, therefore the fragile breakings, produced by the breaking of the active reinforcement, are practically impossible, especially if we take into consideration the fact that the maximum values can be imposed by design.

6. After the earthquake, the return of the structure to the form before the earthquake, is favourized by prestressing force. Consequently, the deformations and the residual cracks will be smaller than to the reinforced concrete structures.

7. The energy absorption increases in plastic field, where the behaviour of the partial prestressed and prestressed concrete elements is drawn near that of the reinforced concrete elements.

8. The reduction of the rigidity in the same time with the repeating of the number of cycles doesn't mean a disadvantage specific to the prestressed concrete elements, because the phenomenon is identical to that of the reinforced concrete elements.

In conclusion, the use of the partial prestressed or prestressed concrete elements and structures and particularly of the prestressed frames, in the seismic areas, is not only possible but advantageous and recommended.

Received, February 17, 1981

Polytechnic Institute, Jassy
Department of Structural Mechanics,
Polytechnic Institute, Cluj-Napoca
and
ROMCONSULT, Bucharest

REFERENCES

1. Sutherland W. M., *Prestressed Concrete Earthquake Resistant Structures. Development, Performance and Current Research.* Proc. of the 3rd W.C.E.E., New Zealand, 1965.
2. Despeyroux J., *Application du béton précontraint à la construction préfabriquée en régions sismiques.* Proc. of FIP Symposium, Tbilisi, 1972.
3. Lin T. Y., *Design of Prestressed Concrete Buildings for Earthquake Resistance.* J. of the Structural Div., oct., 1965.
4. Blakeley R. W. G., *Recent Research in New Zealand into the Seismic Resistance of Prestressed Concrete Frames.* Proc. of FIP Symposium, Tbilisi, 1972.
5. * * * FIP, Commision on Seismic Structures, *Recommendations for the Design of Aseismic Prestressed Concrete Structures,* 1975, 1978.
6. Negoiţă Al., Dumitraş M., *On the Ductility of Prestressed Normal and Lightweight Concrete Bent Members.* The 7-th Congress of the FIP, New York, 1974.
7. Negoiţă Al., Hobjilă V., Dumitraş M., Negoiţă I., *La réponse séismique des portiques en béton precontraint.* Symp. on the Partial Prestressed Concrete, Buch., Sept. 1980.

ASPECTE SPECIFICE PRIVIND PROIECTAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR DE BETON PRECOMPRIMAT

(Rezumat)

Se fac unele consideraţii privind posibilitatea folosirii structurilor hiperstatice din beton precomprimat în zone seismice, evidenţiindu-se aspectele specifice ale proiectării antiseismice.

Se analizează teoretic, pentru grinzi şi stîlpi de beton armat, cu diferite grade de precomprimare, comportarea în domeniul post-elastic, rigiditatea — corelată cu numărul ciclurilor de încărcare alternantă —, deformabilitatea, ductilitatea şi absorbţia de energie.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secția V
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ

C.Z. 624.07; 624.10

STUDIU EXPERIMENTAL AL ASAMBLĂRII ȘI COMPORTĂRII SUB ÎNCĂRCĂRI A UNOR GRINZI ALCĂTUITE DIN ELEMENTE DE BETON PRECOMPRIMAT ÎMBINATE PRIN PRETENSIONARE CU AJUTORUL A ÎNSEȘI ARMĂTURILOR POSTÎNTINSE DIN ELEMENTELE PREFABRICATE

DE

C. LEONTE

1. Scopul studiului

Studiul experimental întreprins a avut ca scop verificarea practică a unui procedeu de asamblare a structurilor de rezistență de beton precomprimat alcătuite din elemente prefabricate de beton precomprimat cu armături postîntinse [5] ... [8]. Conform noului procedeu, asamblarea se realizează prin așezarea elementelor cap la cap, înnădirea armăturilor postîntinse, fără aderență, din elementele prefabricate, betonarea sau umplerea cu mortar a rosturilor dintre elemente și realizarea continuității precomprimării în zonele îmbinărilor, respectiv a forței de pretensionare în armăturile înnădite prin extragerea de sub ancoraje a unor elemente de rezemare provizorie a acestora. Procedeul asigură posibilitatea executării pe cale industrializată, prin folosirea elementelor prefabricate, a unor structuri static nedeterminate de beton precomprimat, fără un consum suplimentar de armătură pretensionată și piese de ancorare, cu mijloace simple, ușor de realizat și de folosit practic. S-a urmărit verificarea tehnologiei de execuție a mijloacelor de asamblare, tehnologia de realizare practică a procedeului de asamblare, comportarea structurii la asamblare, stabilirea pierderilor de tensiuni corespunzătoare procedeului și mijloacelor de asamblare și comportarea la moment încovoietor, pînă la pierderea capacității de rezistență, a îmbinărilor dintre elemente, realizate prin acest procedeu. Studiul s-a întreprins pe cinci grinzi simplu rezemate.

2. Caracteristicile grinzilor experimentale

Lungimea grinzilor experimentale s-a ales de 4,90 m și deschiderea dintre reazime de 4,50 m astfel încît grinzile să poată fi încercate pe standul laboratorului de beton armat al Facultății de construcții din Iași. Grinzile s-au alcătuit din cîte două elemente prefabricate, cu lungimea de 2,45 m (fig. 1), executate cu beton de marcă B 400 și oțel OB 38. Armătura pretensionată a fost alcătuită dintr-un fascicol $12\varnothing 5$ mm SBPI, cu traseu rectiliniu. Forma grinzilor și dispunerea armăturii pretensionate s-au ales astfel încît la transfer și în exploatare curba de presiune să se găsească în interiorul sîmburelui limită [1], [4]. Pentru stabilirea caracteristicilor me-

canice ale armăturii pretensionate au fost încercate 12 sîrme rezultînd următoarele valori medii: $\sigma_{0,01}=14\,317$ daN/cm^2; $\sigma_{0,2}=16\,605$ daN/cm^2; $\sigma_r=18\,900$ daN/cm^2; $\varepsilon_r=4{,}54\%$; $E_p=2.13\times10^6$ daN/cm^2. Rezistența la compresiune a betonului, determinată prin încercări nedestructive cu ajutorul unui sclerometru Schmidt de tip N, a rezultat egală cu 382 daN/cm^2.

Caracteristicile geometrice ale secțiunii de la mijlocul deschiderii: $A_b=660$ cm^2; $x_G^s=24{,}55$ cm; $h_{0p}=h-a_p=45$ cm; $e_{0p}=h_{0p}-x_G^s=20{,}45$ cm; $I_b=192\,228$ cm^4; $W_b^s=7\,840$ cm^3; $W_b^i=5\,420$ cm^3; $r_i=11{,}88$ cm; $r_s=8{,}21$ cm; armătura se găsește în afara sîmburelui central; excentricitatea armăturii în raport cu limita inferioară a sîmburelui central: $e_{0p}^i=e_{0p}-r_i=20{,}45-11{,}88=8{,}57$ cm; momentul încovoietor din greutatea proprie, $M_g=5\,460$ daNcm; $\sigma_{pk}=R_p=13\,200$ daN/cm^2; deplasarea punctului de aplicație al forței de precomprimare datorită momentului încovoietor din greutatea proprie: $e=M_g/N_k=54\,600/31\,000=1{,}76$ cm; excentricitatea forței de precomprimare în raport cu limita inferioară a sîmburelui central: $e_{0p}^i=8{,}57-1{,}76=6{,}81$ cm; deoarece în rost nu sînt admise eforturi de întindere, rostul se va umple cu mortar numai pe înălțimea secțiunii active care este $x=47$ cm; $\bar{A}_b=465$ cm^2; centrul de greutate al secțiunii active $\bar{x}_G^s=19{,}3$ cm; $\bar{I}_b=96\,000$ cm^n; $\bar{W}_k^s=4\,970$ cm^3; $\bar{r}_i=10{,}70$ cm; $\bar{e}_{0p}=10{,}94$ cm$=\bar{r}_i$; deci pe secțiunea prin rostul parțial umplut vor lua naștere numai eforturi unitare de compresiune; $\bar{W}_b^i=3\,465$ cm^3; $\bar{r}_s=7{,}45$ cm; efortul unitar în fibrele inferioare ale rostului, din precomprimare, este egal cu: $\sigma_b^i=\frac{N}{\bar{A}}\left(1+\frac{e}{\bar{r}_s}\right)=163$ daN/cm^2; momentul de fisurare în exploatare este $M_f=\sigma_b^i W_b^i=165\times5\,420=895\,000$ daNcm; încărcarea de fisurare este $P_f=3M_f/l=3\times8{,}95/4{,}5=5{,}97$ tf; momentul încovoietor de rupere: $M_r=bR_iz=A_p\sigma_{p1}z$; $\sigma_{p1}=m_pR_p$; pentru $R_p^n=\sigma_r=18\,900$ daN/cm^2; $m_p=1-k\alpha_p=1-0{,}1127=0{,}8873$; $\sigma_{p1}=0{,}8873\times18\,900=16\,750$ daN/cm^2; $x=A_p\sigma_{p1}:(bR_i)=2{,}35\times16\,750/(15\times350)=7{,}50$ cm; $z=h_{0p}-x/2=45-3{,}75=41{,}25$ cm; $M_r=A_p\sigma_{p1}z=2{,}35\times16\,750\times41{,}25=1\,623\,000$ daNcm$=16{,}23$ tfm; încărcarea de rupere rezultă egală cu $P_r=3M_r/l=3\times16{,}23/4{,}50=10{,}83$ tf; verificarea la forța tăietoare: $bhR_t=15\times35\times25=13\,15$ tf$>P=10{,}83$ tf; în locașul în care se găsește înnădirea s-au dispus și patru bare cu diametrul de 6 mm; $A_a=4\,\varnothing6=1{,}13$ cm^2; $x=(A_p\sigma_{p1}+A_a\sigma_c)/(bR_i)=42\,620/(15\times350)=8{,}12$ cm; $z=h_{0p}-x/2=40{,}94$ cm; momentul de rupere suplimentar: $\Delta M_r=A_a\sigma_c z=1{,}13\times2\,850\times40{,}94=1\,315$ daNm; momentul de rupere total: $M_r=16{,}23+1{,}315=17{,}545$ tfm; încărcarea de rupere: $P_r=3M_r/l=3\times17{,}545/4{,}50=11{,}70$ tf. Au fost de asemenea calculate contrasăgețile produse de forța de precomprimare la fiecare element prefabricat (fig. 3) și pentru grinda întreagă considerînd forța de precomprimare continuă (fig. 4). Săgețile produse de cele două forțe concentrate cu care s-a încărcat grinda pentru încercarea ei, corespunzător valorii de 5 tf, au rezultat egale cu $y_2=y_6=0{,}9285$ mm pentru șesimile deschiderii, $y_3=y_5=1{,}5475$ mm pentru treimile deschiderii și $y_4=1{,}76125$ mm pentru mijlocul deschiderii.

3. Executarea grinzilor

Elementele prefabricate de beton și fasciculele de 12 $\varnothing$5 mm SBPI au fost executate de către Trustul de Construcții Industriale, Iași. Elemen-

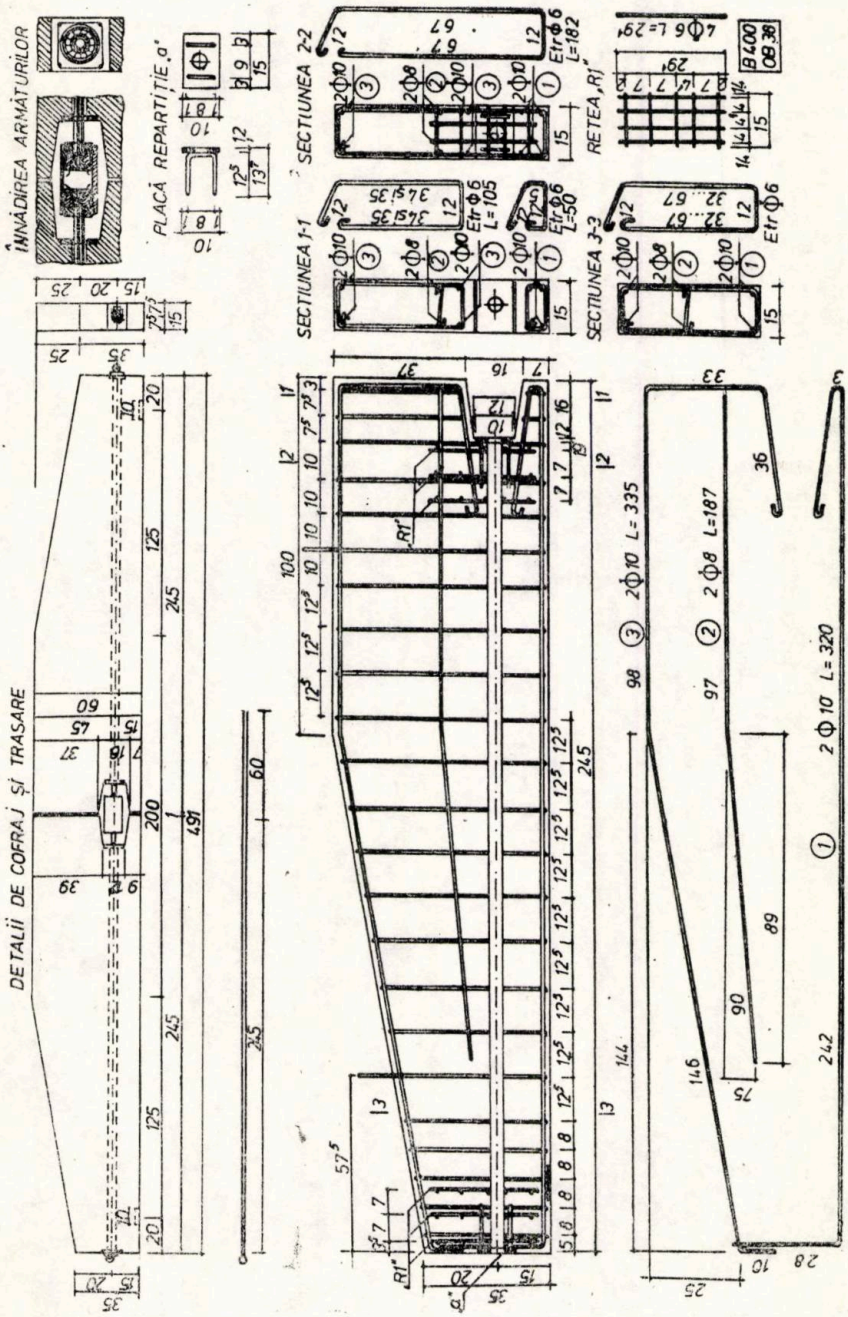
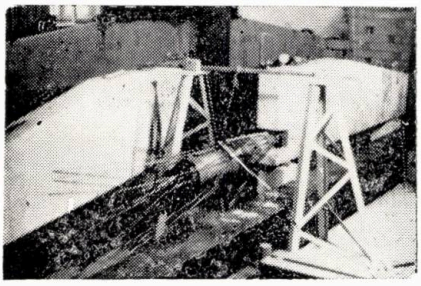
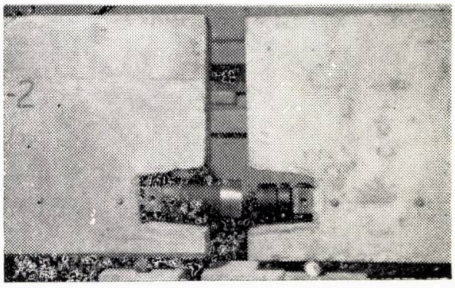


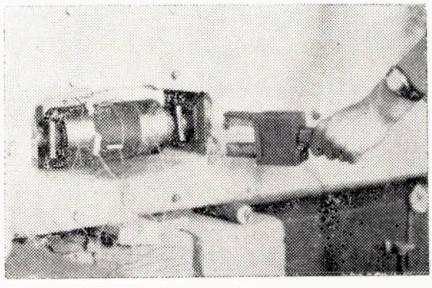
Fig. 1. — Caracteristicile geometrice și de alcătuire a grinzilor experimentale.



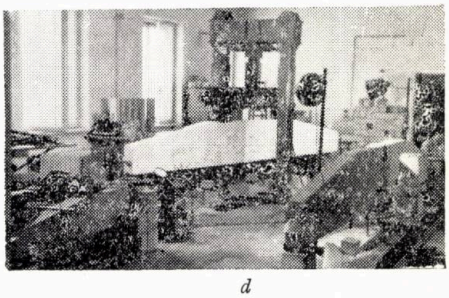
a



b



c



d

Fig. 2. — Aspecte din timpul asamblării și încercării grinzilor experimentale.

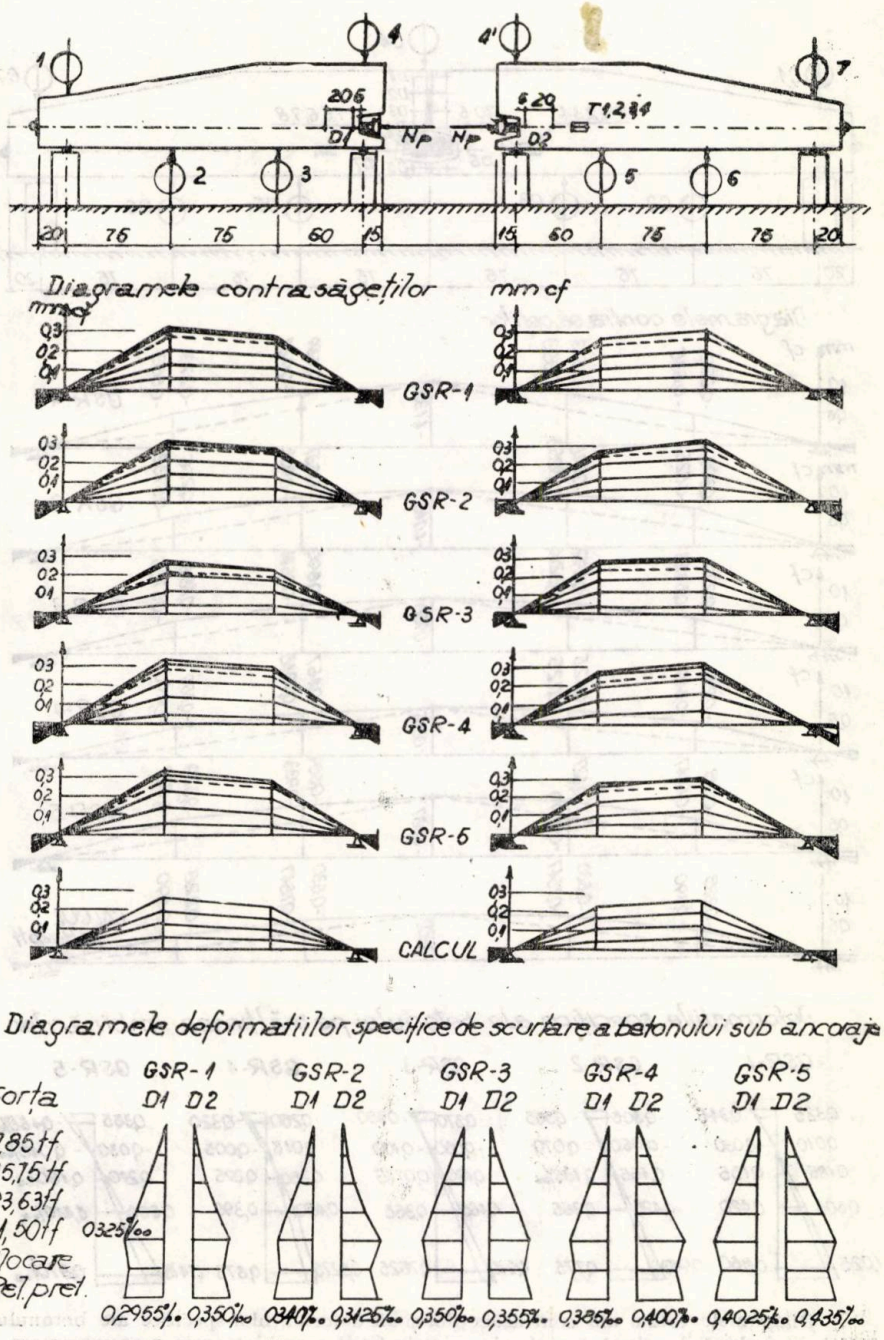


Fig. 3. — Diagramele contrasăgeților și a deformațiilor specifice de scurtare a betonului sub ancoraje produse de forța de precomprimare la elementele GSR.

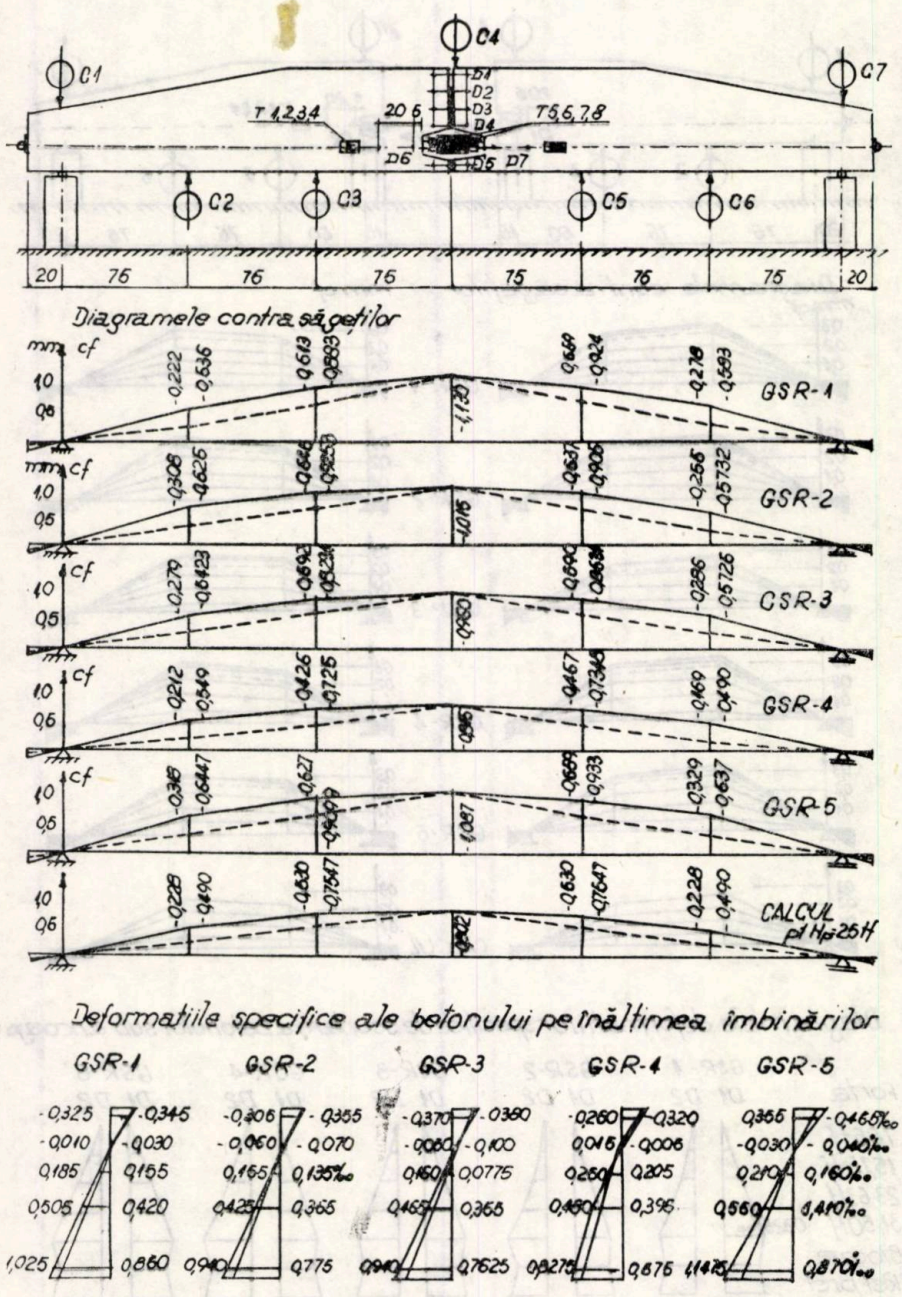


Fig. 4. — Diagramele totale ale contrasăgeților și ale deformațiilor specifice ale betonului pe înălțimea îmbinărilor după transfer la grinzile GSR asamblate prin precomprimare.

tele de înnădire și dispozitivele de transfer au fost realizate în cadrul atelierului serviciului tehnic al Institutului politehnic, Iași.

Elementele de înnădire (fig. 2) s-au realizat din țeavă de oțel de construcții cu diametrul exterior de 103,4 mm și grosimea peretelui $\delta = 8,7$ mm; adîncimea filetului a fost de 2 mm.

Piulițele elementelor de înnădire s-au realizat cu grosimea de 25 mm, cu diametrul exterior de 80 mm și diametrul interior de 65 mm și filet cu adîncimea de 2,00 mm.

Dispozitivele de transfer (fig. 2) s-au realizat din oțel carbon OLC 50.

Fiecare din elementele prefabricate a fost precomprimat prin întinderea armăturii de la capătul dinspre îmbinare (fig. 2 *a*). Sub ancoraje s-au dispus cîte un dispozitiv de transfer, cîte o șaibă de rezemare provizorie a ancorajului, cu grosimea de 50 mm, confecționată din țeavă de oțel cu diametrul exterior de 60 mm și diametrul interior de 40 mm și cîte o piuliță a dispozitivelor de înnădire a armăturilor. Pretensionarea armăturilor s-a realizat cu ajutorul unei prese INCERC cu autodeclavetare, cu suprafața pistonului de 157,8 cm^2, în trepte de cîte 25 atm = 7,85 tf. La fiecare treaptă s-au măsurat lungirea armăturii, scurtarea betonului în zona de ancorare în fibrele din dreptul axului armăturii și s-au efectuat citiri la comparatoarele dispuse la reazeme și la treimile deschiderii fiecărui element. Cu rezultatele măsurătorilor s-au stabilit contrasăgețile și deformațiile specifice de scurtare a betonului pentru fiecare din cele zece elemente prefabricate.

Asamblarea grinzilor s-a realizat prin cuplarea ancorajelor armăturilor postîntinse din elementele prefabricate (fig. 2 *b*) și umplerea, pe înălțimea de 47 cm, cu mortar 1 : 1 de ciment RIM a rostului dintre elemente. Pe dispozitivele de înnădire și pe sîrmele armăturii, prin ferestre lăsate de la execuția elementelor prefabricate, s-au lipit traductori electrici rezistivi (fig. 2 *c*). După întărirea mortarului s-a realizat continuitatea forței de pretensionare în armăturile înnădite, prin extragerea dispozitivelor de transfer (fig. 2 *c*) cu ajutorul unui dispozitiv alcătuit dintr-o piesă în formă de U prevăzută cu o gaură în inimă și un șurub. După extragerea fiecărui dispozitiv de transfer s-au efectuat citiri la comparatoare și la puntea tensiometrică și s-au măsurat deformațiile de lungire și de scurtare pe înălțimea îmbinării. Cu rezultatele obținute s-au trasat diagramele de variație a contrasăgeților în lungul grinzilor și diagramele de variație a deformațiilor specifice pe înălțimea îmbinărilor (fig. 4), s-au determinat lungirea dispozitivelor de înnădire și scurtarea armăturilor și s-au calculat forța de întindere în dispozitivele de înnădire și pierderea de tensiune în armăturile înnădite. Valorile forțelor de întindere în dispozitivele de înădire, la cele cinci grinzi experimentale, au rezultat egale cu : 25,26 tf ; 26,10 tf ; 25,46 tf ; 27,39 tf și 26,97 tf. Pierderile din forța de pretensionare a armăturilor, la primele patru grinzi, au fost de : 3,57 tf, 2,92 tf, 2,17 tf și 1,70 tf. La grinda GSR-5 nu s-a măsurat scurtarea armăturilor, deoarece la execuție nu au fost prevăzute ferestre pentru lipirea traductorilor pe sîrme.

După extragerea dispozitivelor de transfer, rosturile dintre elementele prefabricate s-au umplut în întregime cu mortar.

4. Încercarea grinzilor

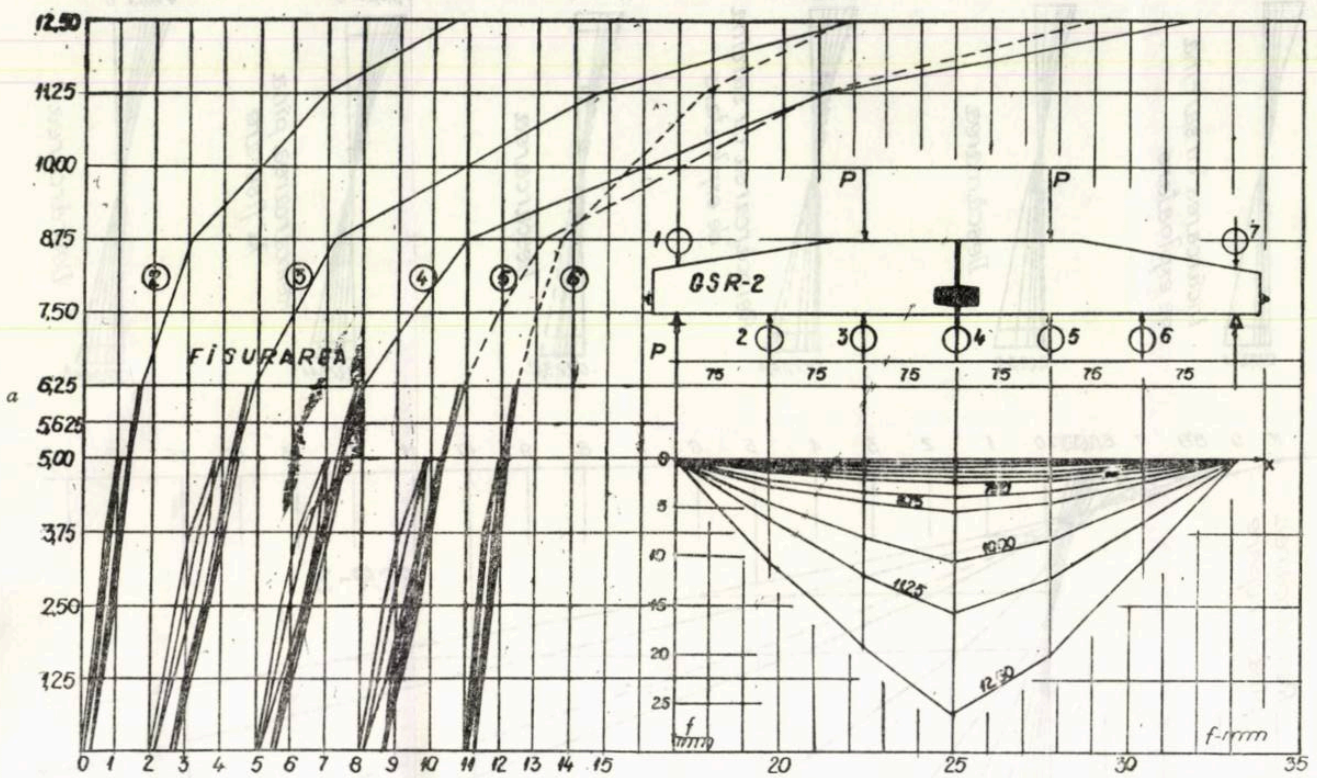
Grinzile au fost încercate prin încărcarea lor cu două forțe concentrate aplicate la treimile deschiderii (fig. 2 *d*) în trepte de cîte 1,25 tf. După patru trepte de încărcare presa a fost blocată. În locașurile pentru dispozitivele de înnădire s-au sudat de plăcile metalice de repartiție a eforturilor, sub ancoraje, cîte patru bare $\varnothing$ 6 mm pe care s-a înfășurat o armătură transversală realizată din sîrmă cu diametrul de 3 mm. Apoi locașul s-a betonat iar canalul s-a umplut, prin injectare, cu mortar de ciment RIM. În continuare grinzile au fost descărcate, reîncărcate pînă la fisurare, descărcate și reîncărcate pînă la rupere în trepte de cîte 1,25 tf. La fiecare treaptă s-au efectuat citiri la comparatoare și s-au măsurat deformațiile de lungire și de scurtare pe înălțimea rostului. Cu rezultatele obținute s-au trasat diagramele de variație a deformațiilor specifice pe înălțimea rostului (fig. 5) și diagramele de variație a săgeților (fig. 6). După fisurarea betonului, la fiecare treaptă de încărcare s-au desenat pe grinzi fisurile și s-au notat deschiderile lor. Cu rezultatele obținute s-au desenat releveele fisurilor (fig. 7).

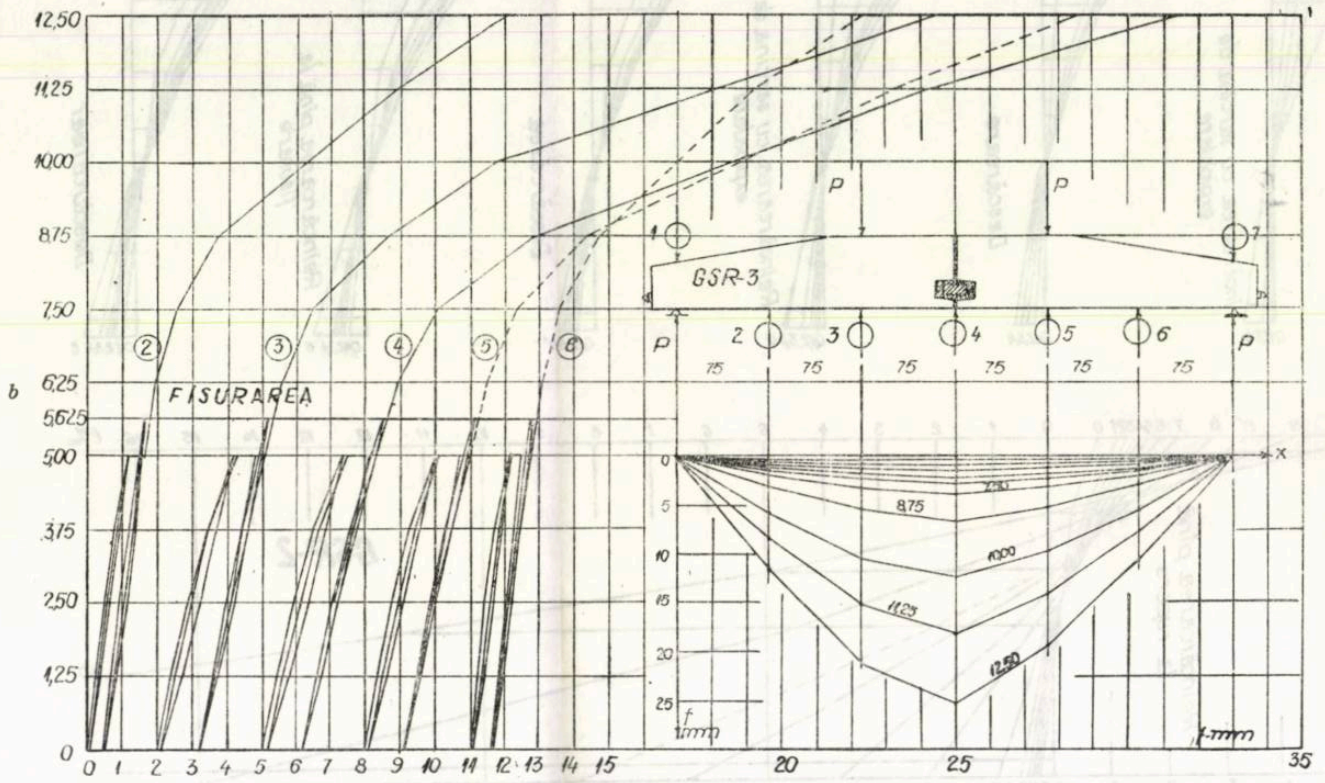
5. Rezultatele experimentărilor

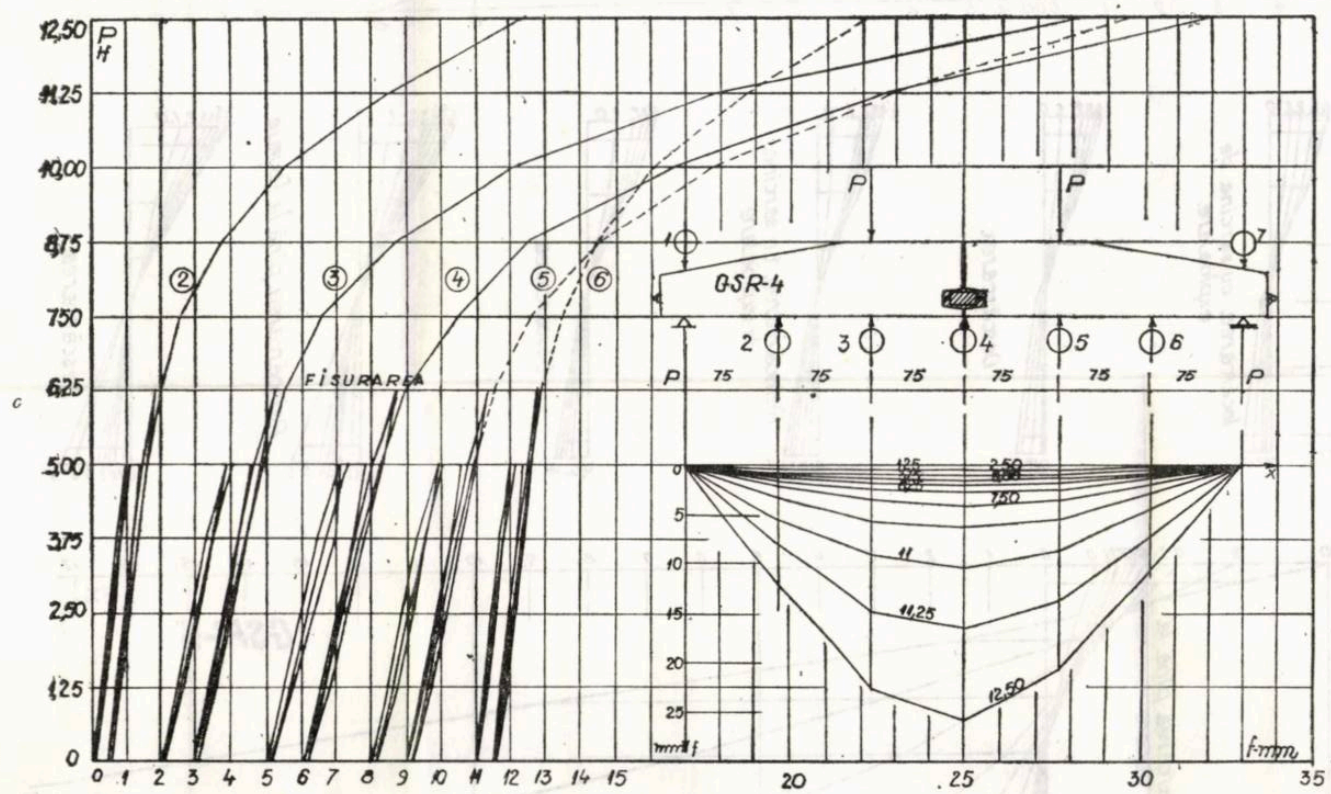
Fiecare din elementele prefabricate a avut o bună comportare la precomprimare. Contrasăgețile măsurate au avut valori apropiate de cele rezultate din calcule (fig. 3). La asamblare, înnădirea armăturilor și extragerea dispozitivelor de transfer s-a făcut ușor. Deși lungimea elementelor prefabricate și respectiv a grinzilor a fost foarte mică, pierderile de tensiuni în armăturile înnădite, datorite întinderii dispozitivelor de înnădire și unor deformații neîmpiedicate, au avut valori acceptabile, forța de întindere în armăturile înnădite avînd valori cuprinse între 25 și 27 tf. Contrasăgețile grinzilor, la extragerea dispozitivelor de transfer, notate cu linie întreruptă în diagramele din fig. 4, au fost egale cu diferența dintre contrasăgețile corespunzătoare pretensionării lor cu armături continue întinse la capete și contrasăgețile la precomprimarea elementelor prefabricate (fig. 3) din care s-au alcătuit grinzile. Acest fapt dovedește că prin aplicarea procedeului de asamblare propus se realizează o continuitate perfectă a precomprimării, grinzile asamblate din cîte două elemente prefabricate de beton precomprimat prin înnădirea armăturilor post întinse cu care a fost precomprimat fiecare element avînd aceleași caracteristici cu grinzile similare asamblate prin precomprimare cu armături continui.

La încărcarea cu sarcina de exploatare ($P=5$ tf) grinzile au avut o bună comportare (fig. 5 și 6). Deformațiile specifice de lungire în fibrele de la partea inferioară a îmbinărilor au fost mai mici decît deformațiile specifice de scurtare la asamblare (fig. 4 și 6). La descărcare deformațiile au revenit aproape complet (fig. 5 și 6). La reîncărcarea cu sarcina de exploatare diagramele caracteristice (fig. 6) au rezultat de forme mai apropiate de linia dreaptă.

Primele fisuri în beton au apărut la o valoare a încărcării ceva mai mare dar apropiată de încărcarea de fisurare rezultată din calcule (fig. 6). La primele grinzi, au fost urmărite numai fisurile în îmbinări. La ultimele două grinzi au fost observate fisuri în elementele prefabricate înainte de







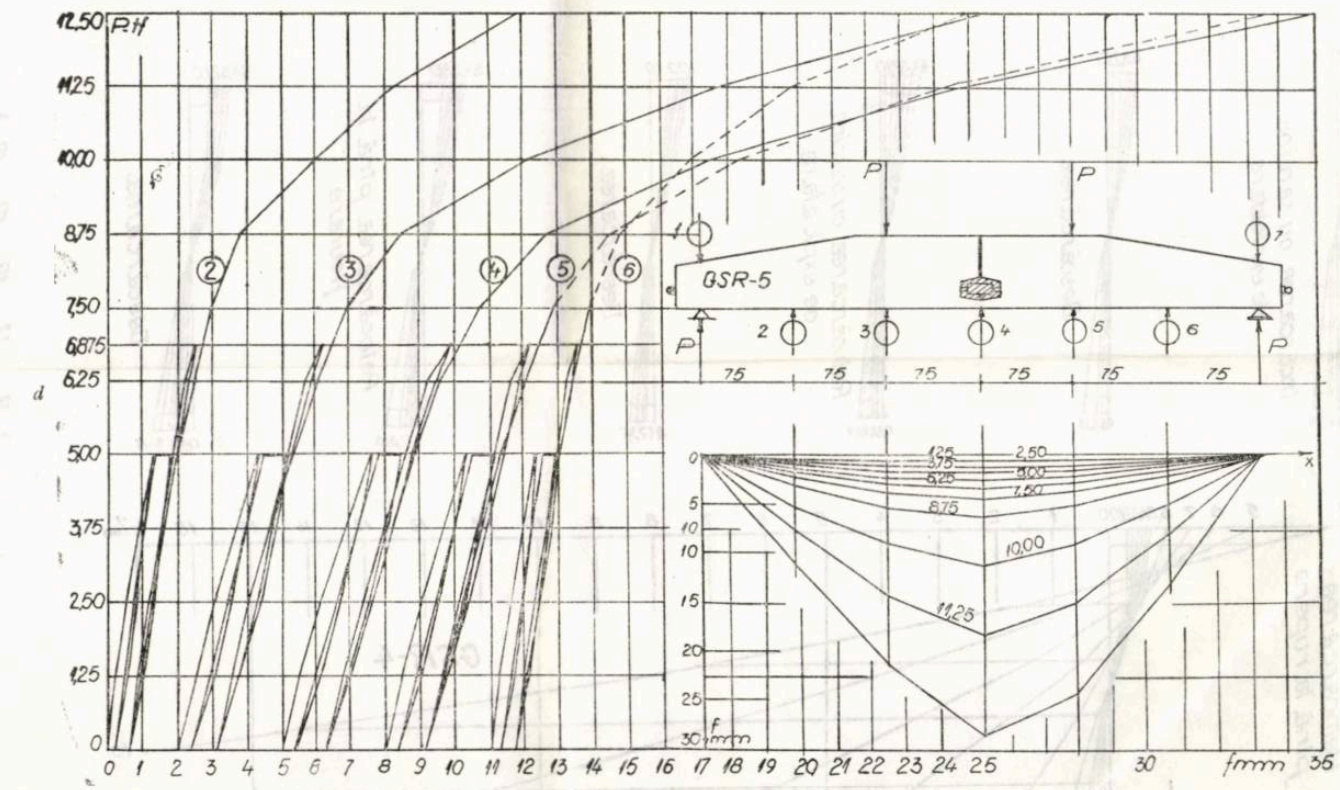


Fig. 6. — Diagramele de variație a săgeților, în funcție de încărcare : *a* — la grinda GSR-2 ; *b* — la grinda GSR-3, *c* — la grinda GSR-4, *d* — la grinda GSR-5.

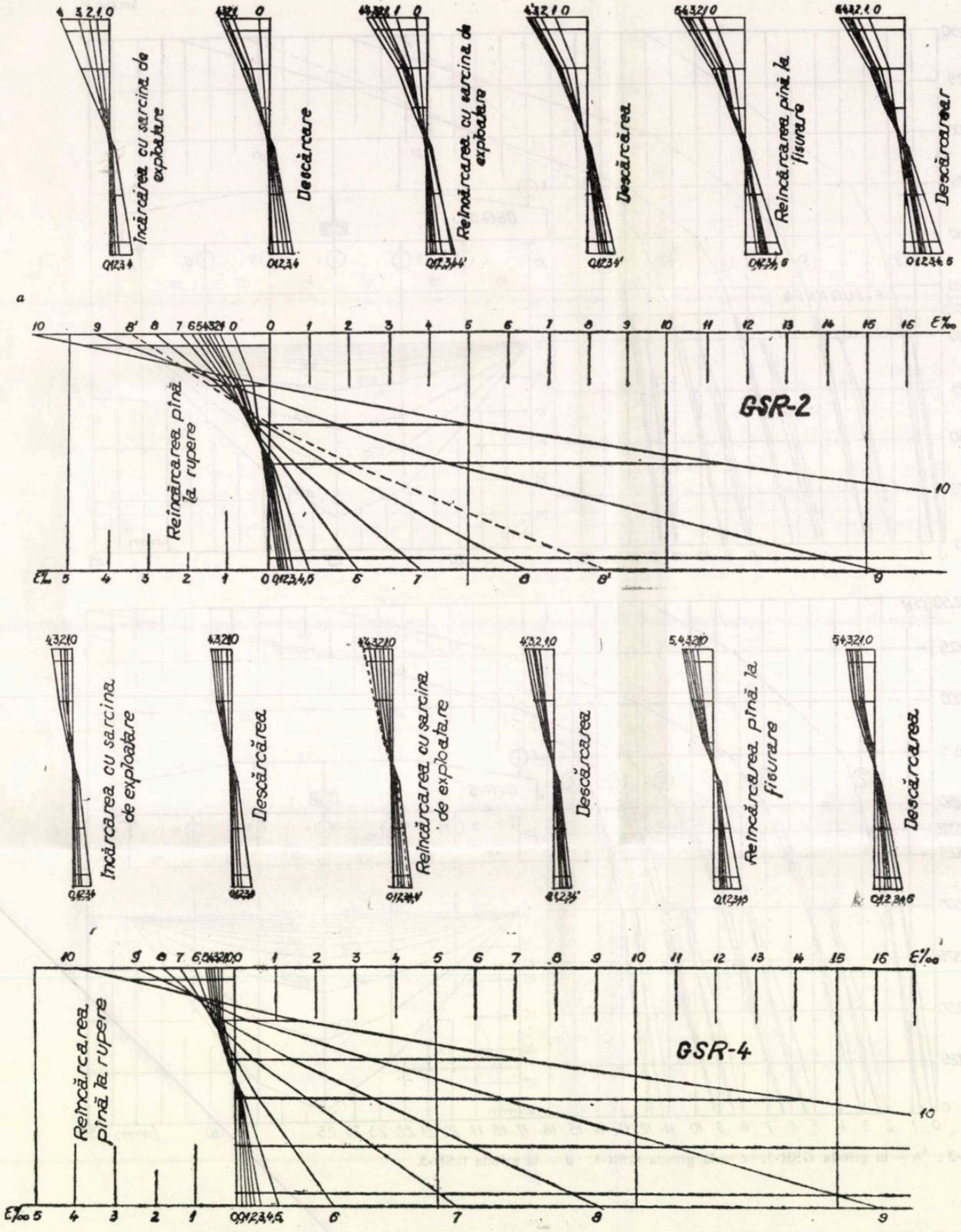


Fig. 5. — Distribuția deformațiilor specifice ε pe înălțimea îmbinării, în funcție de încărcare ;
a — la grinda GRS-2 ; *b* — la grinda dGSR-3; *c* — la grinda GSR-4; *d* — la grinda GSR-5.

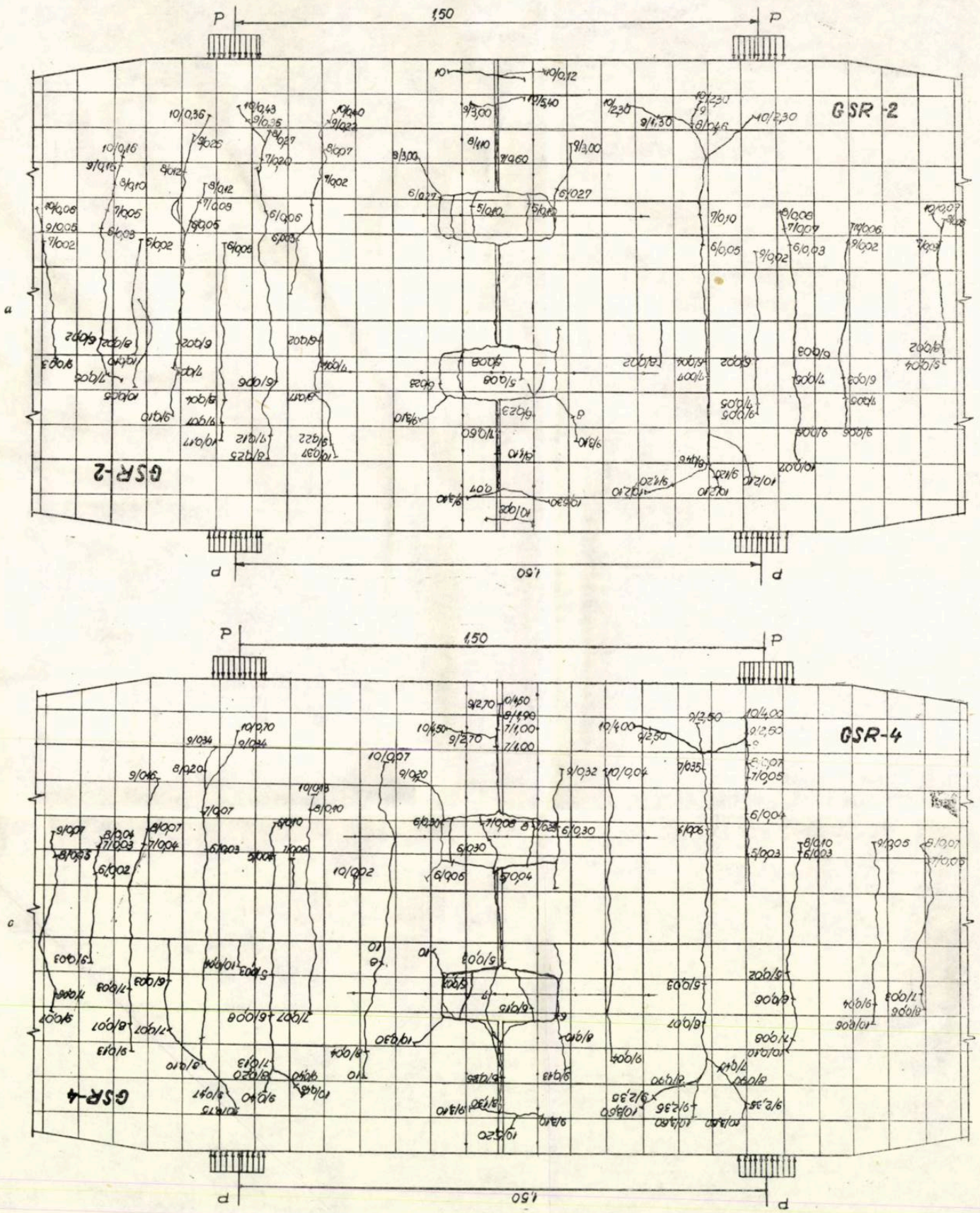
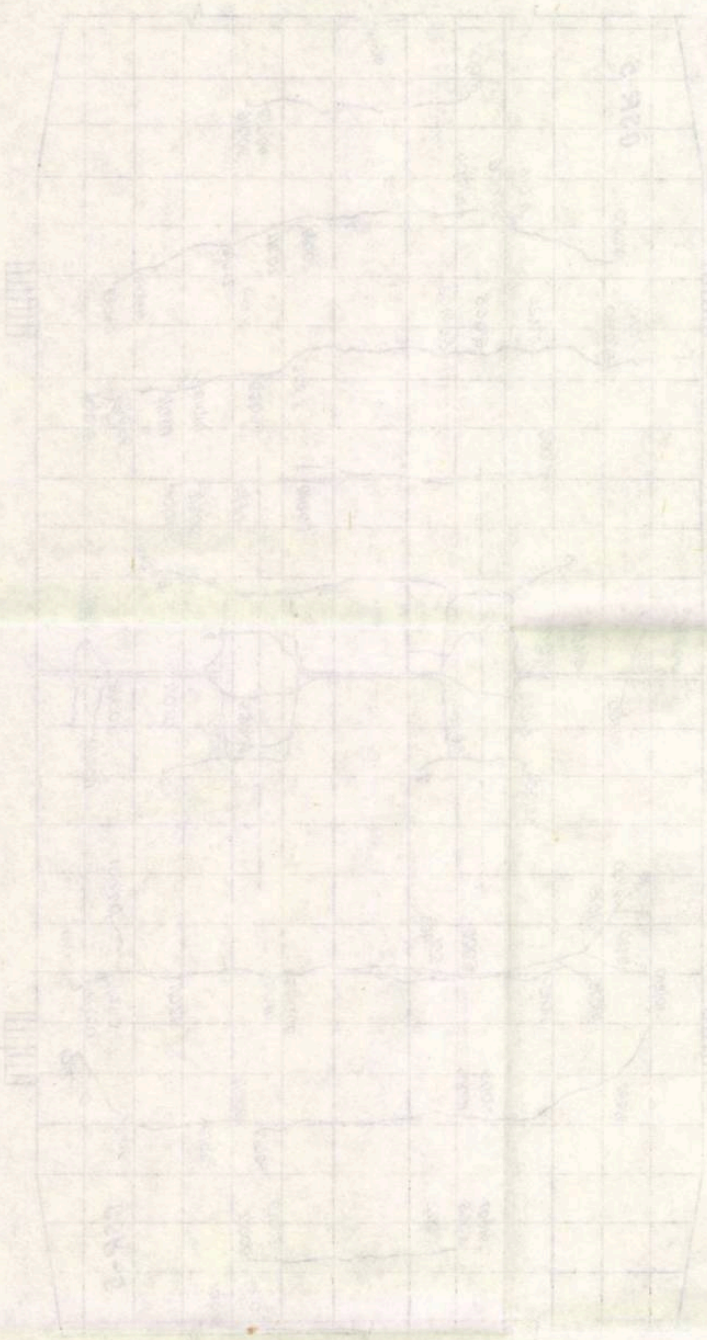
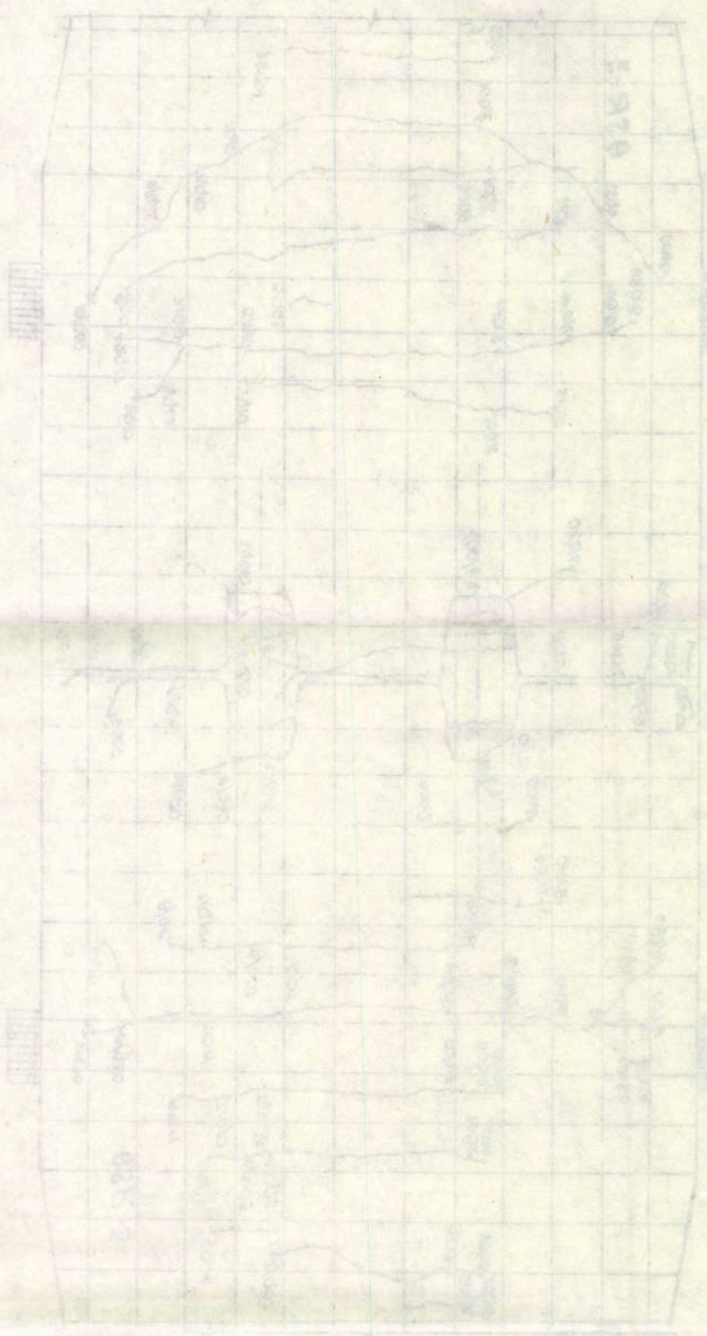
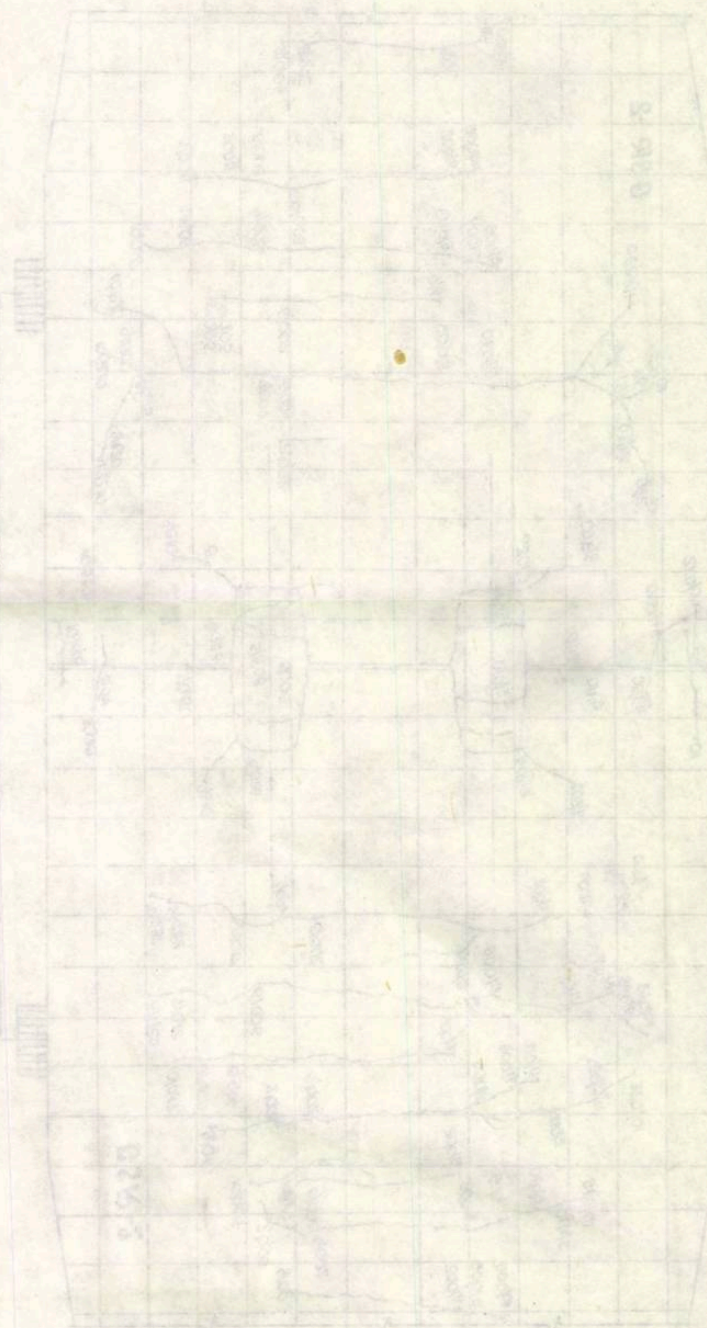


Fig. 7. — Releveul fisurilor : *a* – la grinda GSR-2 ; *b* — la grinda GSR-3, *c* — la grinda GSR-4, *d* — la grinda GSR-5.







fisurarea betonului din îmbinări ; fisurile au avut o distribuție bună (fig. 7). Ca și în cazul altor experimentări și la aceste grinzi s-a constatat efectul defavorabil al întreruperii armăturilor nepretensionate asupra distribuției fisurilor în zonele din vecinătatea îmbinărilor. După fisurarea betonului, deformațiile grinzilor au crescut mult mai repede (fig. 5 și 6). Diagramele de variație a deformațiilor specifice pe înălțimile îmbinărilor și-au păstrat forma liniară pînă aproape de rupere (fig. 5). Pierderea capacității de rezistență s-a produs prin ruperea betonului comprimat în zonele îmbinărilor (fig. 7). La unele grinzi (GSR-3, GSR-4, fig. 7) stări apropiate de rupere s-au produs și în alte zone. În apropierea ruperii deformațiile specifice ale betonului comprimat, în zonele îmbinărilor, au avut valori cuprinse între 4 și 5,5‰ (fig. 6). Grinzile au fost descărcate după ce încărcarea a atins valoarea de 12,5 tf deoarece deformațiile au căpătat valori mari și creșteau repede sub încărcare constantă. La descărcare deformațiileau revenit aproape complet, săgețile remanente reprezentînd mai puțin de 10% din săgețile înregistrate sub încărcarea de rupere.

6. Concluzii

Rezultatele studiului experimental dovedesc, atît din punctul de vedere al tehnologiei de execuție cît și din cel al caracteristicilor elementelor și structurilor care se obțin, avantajele procedeului și mijloacelor de asamblare prin precomprimare a structurilor de rezistență alcătuite din elemente prefabricate de beton precomprimat.

Procedeul și mijloacele de asamblare a structurilor de rezistență prin înnădirea armăturilor postîntinse din elementele prefabricate de beton precomprimat asigură continuitatea perfectă a forței de pretensionare în armăturile înnădite și a precomprimării zonelor îmbinărilor dintre elementele prefabricate.

Comportarea sub încărcări a grinzilor asamblate din elemente prefabricate de beton precomprimat prin înnădirea armăturilor este asemănătoare cu cea a grinzilor asamblate prin precomprimare cu armături postîntinse continue.

Procedeul și mijloacele de asamblare sînt simple, pot fi realizate și aplicate pe oricare din șantierele de construcții.

Primită la 12 martie 1980

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de beton armat

BIBLIOGRAFIE

1. Guyon Y., *Constructions en béton précontraint.* Ed. Eyrolles, Paris, vol. I, 1966, vol. II 1958.
2. Hampe E., *Vorgespannte Konstruktionen.* Bd. 1 u. 2, Berlin, 1965.
3. Leonhardt F., *Spannbeton für die Praxis.* Berlin, 1962.
4. Leonte C., *Simburele central și simburele limită în domeniul elastic, elastic-plastic și plastic la elementele de beton precomprimat.* Comunicare prezentată la ses. șt. a Inst. polit., Iași, sept. 1967.
5. Leonte C., *Procedeu și mijloace de asamblare a elementelor prefabricate de beton precomprimat cu armături postîntinse.* Brevete de invenții : R. S. România, nr. *56 158* (1973), SUA, nr. *3 790 657* (1974); Belgia, nr. *779 210* (1972), Austria, nr. *327 983* (1976); R.F.G., nr. *2 161 500* (1977); Franța.

6. Leonte C., *Dispozitiv pentru înnădirea armăturilor postîntinse.* Brevete de invenţii; R. S. România, nr. *56 158* (1973), SUA nr. *3 863 891* (1975).
7. Leonte C., *Procedeu de asamblare a structurilor de beton precomprimat alcătuite din elemente prefabricate.* A VI-a Conferinţă de betoane, vol. III, Constanţa, octombrie, 1973.
8. Leonte C., *Poutres continues en béton précontraint notamment pour batiments.* The VII-th Congress FIP, New-York, May 28–30, 1974.

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE L'ASSEMBLAGE ET DU COMPORTEMENT SOUS CHARGES DE CERTAINES POUTRES COMPOSÉES D'ÉLÉMENTS EN BÉTON PRÉCONTRAINT JOINTÉES PAR PRÉCONTRAINTE À L'AIDE MÊME DES ARMATURES POST-TENDUES D'ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

(Résumé)

On présente un nouveau mode de réalisation et de précontrainte des jointures entre les éléments préfabriqués en béton précontraint qui consiste à rallonger dans les jointures les armatures post-tendues, sans adhérence, d'éléments préfabriqués et la réalisation de la continuité de la force de précontrainte dans les armatures rallongées et respectivement de la précontrainte dans les jointures par extraction de sous les ancrages de certains dispositifs d'appuis provisoire. On obtient, par cette voie, des structures hyperstatiques en béton précontraint, sans armatures précontraintes supplémentaires.

Le but de cette étude a été de vérifier par voie expérimentale, la technologie de réalisation des jointures, le comportement des poutres à l'assemblage, d'établir les pertes des contraintes spécifiques au procédé et aux moyens utilisés et le comportement au moment fléchissant de ces jointures jusqu'à la perte de leur capacité de résistance. Ont été étudiées cinq poutres simplement appuyées en béton précontraint composées de deux éléments en béton précontraint chacune.

On présente les caractéristiques de composition et de calcul des poutres, celles des dispositifs d'assemblage, le mode d'essai des poutres et les résultats obtenus, qui prouvent la justesse du nouveau procédé d'assemblage.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ

C.D. 624.07; 624.01

RECHERCHES SUR LA FORME OPTIMUM DES SECTIONS FLÉCHIES EN BÉTON PRÉCONTRAINT SOLLICITÉES DANS LE DOMAINE ÉLASTIQUE

PAR

N. FLOREA

1. Considérations générales

Le calcul des dimensions des éléments fléchis en béton précontraint constitue un processus complexe, dont le déroulement pose une série de difficultés compte tenu du caractère hétérogène de la structure du matériel. Par conséquent il s'avère nécessaire d'établir la proportion rationnelle entre l'armature et le béton et, étant donné qu'il existe un état artificiel de contraintes, il faut préciser la valeur des contraintes introduites initialement. La variation dans le temps de l'intensité des contraintes issues de la précontrainte imprime aux systèmes constructifs certaines particularités de calcul qui augmentent les difficultés dans le dénouement du problème.

Étant donné le grand nombre et la diversité des paramètres qui conditionnent le calcul des éléments précontraints, l'optimisation de leur calcul constitue un domaine de recherches auquel les spécialistes ont porté peu d'attention, bien qu'il y ait des préoccupations soutenues en vue d'une utilisation rationnelle des matériaux de construction. À l'aide des méthodes et des moyens traditionnels de calcul, la réalisation de ce désidératum supposse des efforts humains et matériels notables. Leur mise en valeur à un niveau supérieur, aussi que la réduction du temps nécessaire à l'établissement des projets, imposent l'utilisation des méthodologies conformes au progrès général des disciplines de calcul.

Dans cette Note on se propose à déterminer les solutions les plus économiques pour la réalisation de certains types d'éléments fléchis, conformément à un nouveau procédé de calcul particulièrement efficient, adapté aux exigences et aux performances des moyens modernes de calcul. On y analyse les éléments à armature prétendue, qui, mis en pratique, ont mis en évidence une série d'avantages téchnologiques et économiques par rapport à d'autres procédés de precontrainte.

L'optimisation du calcul des sections fléchies en béton précontraint dans le domaine élastique de comportement a constitué l'objet particulier de notre étude dont le but a été de préciser la manière optimum de distribution du béton et de l'armature active dans la section.

2. Particularités constructives efficientes des sections

Le calcul des poutres en béton précontraint tient compte de toute une série de paramètres à caractère technico-économique. Une importance particulière est attachée à la forme de la section, au choix de laquelle on doit tenir compte premièrement de la manière spécifique du comportement du béton sous charges. C'est ainsi que pour des valeurs réduites des sollicitations extérieures, alors que le béton tendu ne présente pas de fissures il est indiqué d'employer la section en I, quelle que soit l'allure du diagramme. La section en T, à semelle située dans la zone comprimée, apparait particulièrement rationnelle à des niveaux de charges qui déterminent la fissuration du bé-

ton dans la zone tendue lorsque le diagramme du moment fléchissant garde le même signe sur la longueur de l'élément. Au cas où le signe du diagramme du moment fléchissant est alternatif, il est préférable l'emploi de la section I même si le béton tendu est fissuré. La répartition sur section du matériel et implicitement le caractère économique de la forme sont essentiellement influencés par le rapport entre la sollicitation permanente (M_g) et la sollicitation totale (M_{g+q}).

Au cas où le moment des charges permanentes est réduit par rapport au moment total, au transfert apparaissent des contraintes de compression dangereuses dans la zone inférieure de la section et de grandes contraintes de traction dans la partie supérieure. Pour éviter cette situation la solution la plus indiquée c'est l'augmentation des dimensions de la semelle inférieure, ce qui conduit à une section en forme de double T ou caissonnée.

Si l'importance des charges permanentes s'accroît par rapport à la charge totale, les dimensions de la semelle inférieure peuvent être réduites jusqu'à la limite imposée par la nécessité de la disposition adéquate de l'armature et on peut même choisir la section en T pour de grandes distances entre les points d'appui de la poutre. La distribution du béton sur section doit être réalisé d'une telle manière que le rapport entre la hauteur et la largeur soit le plus grand possibile, sans conduire à l'apparition des phénomènes indésirables (perte de la stabilité ou augmentation exagérée des contraintes tengentielles).

La capacité de résistance d'une section fléchie est déterminée sur tout par la longueur du bras du couple intérieur et par la valeur des résultantes des contraintes intérieures. Les composantes du couple s'accroissent en même temps que la hauteur de l'élément et au fur et à mesure qu'augmente le degré de concentration du matériel vers les extrémités de l'élément.

La réalisation des sections profilées (I, T, I, II, □) crée la possibilité d'augmenter la capacité de résistance par la repartition convenable du béton, tout en maintenant entre des limites rationnelles, les consommations et la qualité des matériaux. La possibilité de l'éloignement du béton par rapport au centre de gravité est encore limitée, étant donné que cette tentative détermine la réduction de l'épaisseur de l'âme.

Un indice synthétique d'appréciation du caractère économique d'un profil en travers est représenté par son rendement (ρ) défini en tant que rapport entre la hauteur du noyau limite et la hauteur de la section [1].

L'analyse de la manière dont ce paramètre est influencé par les caractéristiques géométriques de la section (Fig. 1) met en évidence le fait qu'au cas de la section T il y a des situations où la réduction de l'épaisseur de l'âme peut déterminer la diminution du rendement ; pendant que pour la section en I le rendement diminue continuellement au fur et à mesure que l'épaisseur de l'âme s'accroît, étant recommandable de réaliser toujours des profiles à l'âme si mince que possible. On constate qu'on réalise les valeurs maxima du rendement lorsque l'épaisseur des semelles représente 0,1 ... 0,15 de la hauteur de la section.

Pour des poutres à sections en double T asymétrique, le rendement présente des valeurs intermédiaires situées entre celles des profiles T et double T asymétrique.

Les sections sont considérées satisfaisantes si $0,45 \leqslant \rho \leqslant 0,55$ Le profil transversal s'avère trop massif si $\rho < 0,45$ et trop élancé si $\rho > 0,55$.

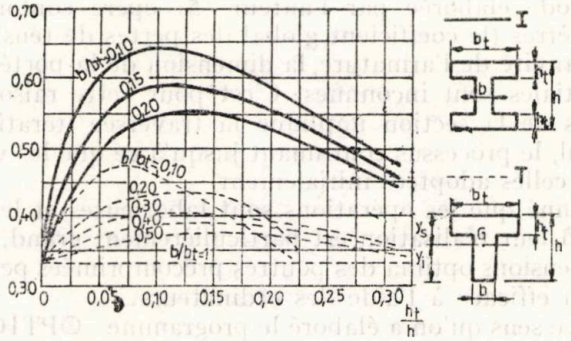


Fig. 1. — Rendement des profils en T et en I.

Le choix judicieux de la forme de la section a pour but surtout de mettre en valeur la capacité de résistance des matériaux.

Le caractère économique d'une section doit être apprécié en tenant compte d'autres facteurs tels que la dépense de main d'oeuvre et de coffrage, la technologie du coulage du béton.

3. Principes d'optimisation du calcul des dimensions des poutres précontraintes

Les principes exposés ci-dessus constituent des indicateurs de réalisation des poutres précomprimées, ces indicateurs ayant un caractère général. Pour mettre en évidence l'influence des divers paramètres de calcul sur la forme optimum de la section des éléments fléchis précomprimés on a effectué une étude détaillée, qui a nécessité plusieurs étapes, à savoir :

a) L'élaboration d'une méthode originale de calcul des dimensions qui soit capable à harmoniser les critères techniques et économiques [2], [3].

b) La mise au point d'une méthodologie pour les étapes de calcul en vue de l'utilisation à efficience maximum des ordinateurs [4], [5].

c) L'élaboration des algorithmes du procédé de calcul et la mise au point d'un programme automatique [6], [7].

Au cadre de la méthode de calcul préconisée l'optimisation des opérations de calcul des dimensions se réalise conformément au critère du coût minime.

Les restrictions du problème d'optimisations résultent de l'analyse des conditions spécifiques pour la réalisation et l'exploitation de l'élément, à savoir : a) dans la situation la plus défavorable les contraintes effectives doivent être moindres que celles admissibles ; b) il est nécessaire que l'armature résultée du calcul soit plus grande que celle qui correspond au pourcentage minimum ; c) les variables du problème ne doivent avoir que des valeurs positives ; d) les caractéristiques géométriques de la section doivent respecter les prescriptions de calcul.

Cet énoncé du problème est non-linéaire et la solution peut être obtenue dans un éspace euclidien à n dimensions par une des méthodes de la programmation mathématique.

La méthode élaborée par l'auteur [5] opère conformément à une série de paramètres (le coefficient global des pertes de tensions, la position du centre de gravité de l'armature, la dimension de la portée critique), dont les valeurs initiales sont inconnues. C'est pour cette raison que le calcul des dimensions de la section implique la traversée itérative de certaines étapes de calcul, le processus continuant jusqu'à ce que les valeurs obtenues approchent de celles adoptées initialement.

Étant donné que les opérations sont laborieuses et le volume de calcul nécessaire à leur réalisation est particulièrement grand, le problème du calcul des dimensions optima des poutres précomprimées peut-être solutionné d'une façon efficace à l'aide des ordinateurs.

C'est en ce sens qu'on a élaboré le programme ØPTIGEL [6] à l'aide duquel on peut établir le profil de la section en béton (la hauteur de la section, l'aire et la forme des semelles), la quantité d'armature et la manière dont on la distribue, en connaissant : a) les états de tensions des phases initiale et finale ; b) les prix unitaires des matériaux inclus aussi que les consommations des divers sortiments d'armature passive ; c) les propriétés mécaniques des matériaux employés ; d) la largeur de la nervure.

À l'aide de ce programme on a étudié l'influence exercée par la variation des états de tensions des fibres extrêmes de la section la plus solicitée sur le caractère économique du profil transversal des poutres précomprimées, en considérant que la portée et la charge restent constantes [8].

On a pris en considération des valeurs des contraintes admissibles qui satisfassent les conditions de qualité imposées aux éléments qui font partie de la première classe de fissuration. Ainsi :

— au transfert dans la fibre inférieure : $\sigma_{bi} = 21$ N/mm^2 ;
dans la fibre supérieure : $\sigma_{bs} = 1{,}75$; 0 et 1 N/mm^2.

— dans l'exploitation
dans la fibre inférieure : $\sigma_{bi} = 0$ et 1 N/mm^2;
dans la fibre supérieure : $\sigma_{bs} = 10$ et 14 N/m m^2

De ce champ de valeurs on peut former douze combinaisons, chacune ayant quatre contraintes.

Tant au transfert qu'à l'exploitation, le comportement de la section sous charges est caractérisé par un groupement de tensions.

On a étudié comparativement deux types de poutres (la poutre P_{12} à portée de 12 m et la poutre P_{21} à portée de 21 m), éléments qui par leur gabarit ses situent aux environs des limites du domaine d'utilisation.

4. L'analyse de l'influence de certains paramètres de calcul sur la forme optimum de la section

En analysant les résultats obtenus à la suite de l'étude de 200 variantes de calcul on est arrivé à une série d'observations et de conclusions que peuvent être synthétisées de la façon suivante :

a) La manière de variation et les lois de distribution des paramètres de calcul pris en considération (le coût unitaire, le rendement, le degré de symétrie, le poids propre, la quantité d'armature) en fonction des états de tensions imposés et de la hauteur de la section (Fig. 2, et 3) sont simi-

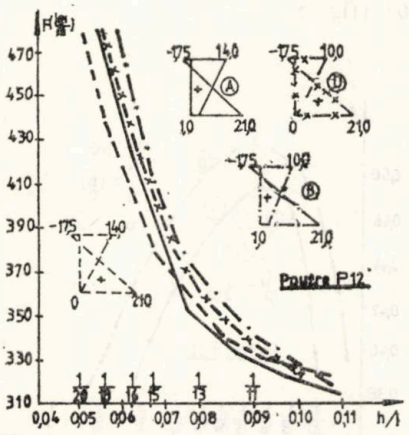


Fig. 2. — La variation du coût unitaire en fonction du rapport h/l au cas de la poutre P_{12}.

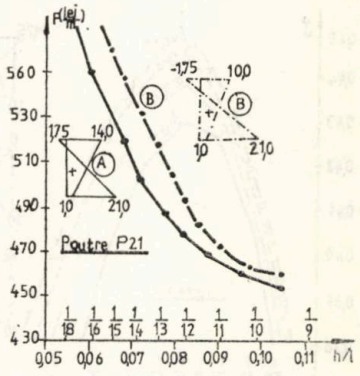


Fig. 3. — La variation du coût unitaire en fonction du rapport h/l au cas de la poutre P_{21}.

laires au cas des poutres P_{12} et P_{21}, ce qui prouve que la dimension de la portée n'influence pas l'essence des relations entre les caractéristiques géométriques et les caractéristiques de charge de la section fléchie en béton précomprimé.

N'importe quelle soit la valeur des contraintes admises et la dimension de la portée, le coût s'accroît continuellement au fur et à mesure que la hauteur baisse.

b) La hauteur optima de la section la plus sollicitée, déduite en fonction de critères économiques, représente une valeur trop élevée pour être acceptée dans la pratique, en représentant 1/7 de la portée, quelle que soient la dimension de la portée et les états de tensions acceptés. Compte tenu que les poutres ont une sveltesse prononcée, la hauteur de la construction augmente ce qui détermine aussi l'augmentation des dépenses imposées par l'exploitation du bâtiment. À cela s'ajoute le fait qu'on obtiént des semelles peu développées qui n'assurent pas les conditions nécessaires à l'appui des éléments du toit. On constate que les résultats du calcul d'optimisation ne correspondent pas aux exigences qui découlent d'une exploitation rationnelle de l'élément ou de la structure d'ensemble. Pour établir les conditions dans lesquelles on met d'accord les exigences fonctionnelles et celles économiques on a étudié diverses variantes de réalisation de la section, obtenues par la réduction graduelle de la hauteur jusqu'à des valeurs qui correspondent à un rapport $h/l = 1/20$, considéré comme limite inférieure pour des pareils éléments.

c) En étudiant les conséquences qui découlent de la réduction graduelle de la hauteur on a constaté que par rapport avec ce paramètre, le ren-

dement présente un maximum en fonction de la dimension de la portée. Au cas de la poutre P_{12}, en fonction des états de tensions acceptées, le rendement a enregistre des valeurs maxima de 0,44 ... 0,45 à des hauteurs situées dans l'intervalle $h=(1/13 \ldots 1/15)\ l$ (fig. 4). Au cas de l'élément P_{21} on obtient des valeurs maxima de ρ de 0,47 ... 0,50 pour des hauteurs qui correspondent à un rapport $h/l=(1/14 \ldots 1/16)$ (fig. 5).

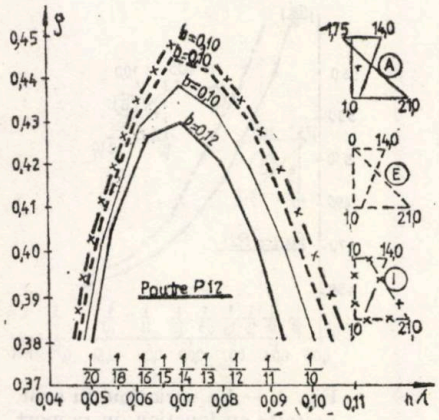


Fig. 4. — La variation du rendement (ρ) en fonction du rapport h/l au cas de la poutre P_{12}.

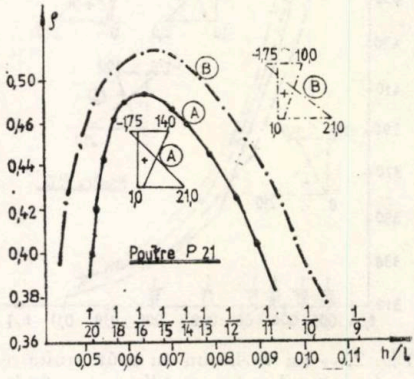


Fig. 5. — La variation du rendement en fonction du rapport h/l au cas de la poutre P_{21}.

Les sections dont la hauteur conduit à des valeurs maxima du rendement ont été denommées „sections rationnelles". Leur adoption suppose des consommations supplémentaires d'acier et de béton par rapport à la section optimum, mais elles présentent l'avantage de pouvoir être utilisées dans la pratique.

Conformément aux résultats obtenus on propose pour la phase d'antécalcul des dimensions des poutres précomprimées à armature adhérente, l'adoption de la hauteur rationnelle égale à $h=(1/14 \ldots 1/15)\ l$.

Les calculs montrent que la hauteur rationnelle assure au domaine élastique une capacité de résistance qui approche la valeur de la sollicitation extérieure de la section située à 1/3 de la dimension de la portée, ce qui offre la possibilité de définir la hauteur rationnelle en fonction des actions extérieures.

d) Le degré de symétrie de la section, apprécié par les rapports A_s/A_i et b_s/b_i est fortement influencé par les états de tensions de la fibre la plus comprimée et par la variation de la hauteur. À un certain régime de hauteur, les semelles concentrent du matériel en proportions différentes en fonction de la grandeur des contraintes admises dans les fibres extrêmes. Le degré d'asymétrie baisse à mesure que les contraintes de la fibre supérieure qui apparaissent dans la phase finale augmentent (Fig. 6) et à mesure que les contraintes qui apparaissent dans la phase initiale diminuent (Fig. 7).

La variation de la hauteur exerce une influence essentielle sur la manière de distribution du béton sur la section (tableaux 1 et 2). À mesure

que la hauteur de la section se réduit, les surfaces des semelles augmentent mais en fonction de l'état de tensions. La tendence à l'accroissement relatif de la surface de la semelle inférieure par rapport à celle supérieure, en

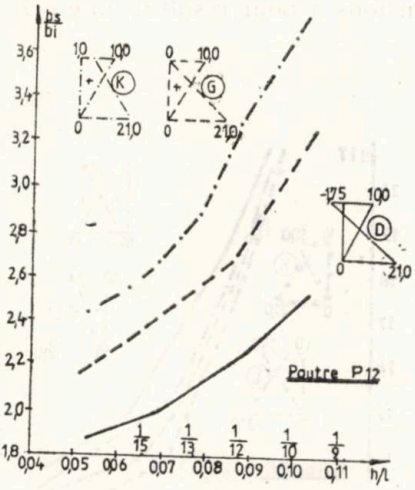


Fig. 6. — Le degré d'asymétrie en fonction du rapport h/l et de la contrainte.

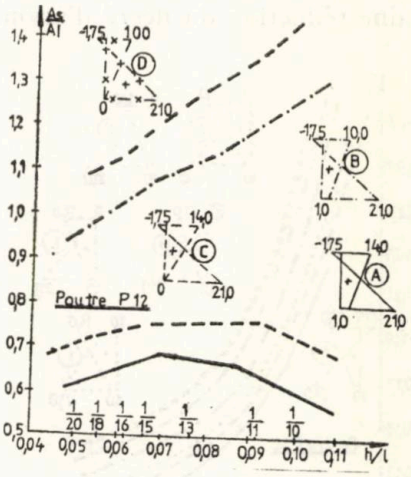


Fig. 7. — Le degré d'asymétrie en fonction du rapport h/l et des contraintes σ_{bi}, σ_{bs}.

Tableau 1

b m	h m	$\frac{h}{l}$	$\frac{b_s}{b}$	$\frac{b_i}{b}$	$\frac{b_s}{b_i}$	$\frac{A_s}{A_i}$	ψ	ρ	Coût unitaire lei/m	Nombre de torons
0,10	1,24	1/9,7	3,95	1,04	3,81	2,27	0,146	0,405	348	14
	1,04	1/11,5	5,19	1,57	3,30	1,97	0,161	0,437	369	15
	0,94	1/12,8	5,99	2,07	2,89	1,73	0,176	0,448	399	17
	0,84	1/14,3	7,18	2,65	2,71	1,62	0,199	0,446	436	19
	0,74	1/16,2	8,93	3,49	2,56	1,53	0,230	0,431	495	22
	0,64	1/18,8	10,82	4,31	2,41	1,43	0,245	0,394	591	27

Tableau 2

b m	h m	$\frac{h}{l}$	$\frac{b_s}{b}$	$\frac{b_i}{b}$	$\frac{b_s}{b_i}$	$\frac{A_s}{A_i}$	ψ	ρ	Coût unitaire lei/m	Nombre de torons
0,10	1,28	1/9,3	1,93	1,09	1,77	1,06	0,123	0,374	325	14
	1,08	1/11,0	2,72	1,61	1,69	1,01	0,130	0,420	339	15
	0,98	1/12,2	3,25	1,96	1,65	0,99	0,138	0,437	354	16
	0,88	1/13,6	3,93	2,43	1,62	0,96	0,151	0,446	374	17
	0,78	1/15,2	4,86	3,09	1,57	0,93	0,172	0,443	417	20
	0,68	1/17,5	6,18	4,10	1,51	0,89	0,207	0,425	481	24

même temps que la réduction de la hauteur, est atténuée par l'accroissement du niveau de sollicitation de la phase finale dans la fibre supérieure.

La variation des tensions dans la phase finale au cas de la fibre inférieure ($\bar{\sigma}_{bi}$) n'influence pas d'une manière importante la distribution du béton sur la section. L'accroissement des tensions a pour résultat une certaine réduction du degré d'asymétrie (fig. 7).

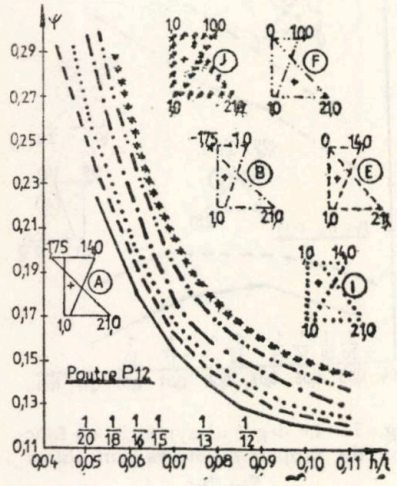


Fig. 8. — La variation du rapport $\psi = M_g/M_q$ en fonction du rapport h/l et des contraintes σ_{bs}, $\bar{\sigma}_{bs}$ et σ_{bi}.

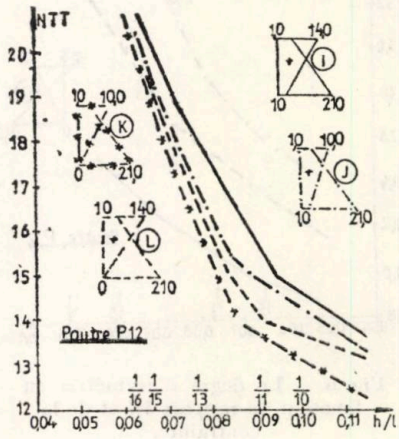


Fig. 9. — La variation du nombre des torons (NTT) en fonction du rapport h/l et des contraintes σ_{bi}, σ_{bs}.

e) La réduction graduelle de la hauteur de l'élément détermine l'accroissement du poids propre (fig. 8) et de la quantité d'armature active (fig. 9). Cette tendence s'accentue au cas des rapports $h/l < 1/14 \ldots 1/16$ de la portée et au cas où la contrainte dans la fibre supérieure s'accroît au transfert.

f) L'étude des états de tensions pour différentes poutres typisées a mis en évidence le fait qu'au cas d'un fonctionnement normal, les contraintes $\bar{\sigma}_{bs}$ ne dépassent pas habituellement des valeurs de 10 ... 12 N/mm^2.

Ces constations issues d'une pratique de calcul de longue durée et les conclusions de l'étude effectuée conduisent à la nécessité de réanalyser les conceptions actuelles concernant la limitation des contraintes de compression et de la manière d'emploi rationnelle des capacités de résistance possédées par le béton contraint. On suggère en ce sens la modification de la précision contenue dans le standard roumain STAS 10 107/0-76 concernant la vérification à la fermeture des fissures droites au niveau de la fibre supérieure, fissures qui apparaissent dans la phase finale. Cette vérification consiste actuellement dans la limitation de la contrainte normale engendrée par les charges de courte durée.

La valeur $0{,}8R_c$ résulte de la condition imposée par la nécessité d'éviter l'apparition des déformations non-élastiques dans le béton comprimé. Cette valeur est entièrement suffisante en ce sens. L'adoption d'une valeur légèrement réduite peut être justifiée au point de vue économique. Elle condui-

rait à une meilleure corrélation entre les normes de calcul et les résultats obtenus dans la pratique de l'établissement des projets [8].

Étant donné que par l'augmentation de la marque du béton le coût unitaire du matériel s'accroît dans une mesure plus grande que la résistance à la compresion, il est important, pour l'obtention d'une mise en valeur intégrale des réserves de résistance dont le béton dispose (tant à l'exploitation que dans la phase de rupture), d'établir les conditions dans lesquelles il est possible d'utiliser dans la semelle supérieure (surtout dans la zone centrale de la poutre) des bétons à marques plus réduites que ceux employés dans les autres parties de l'élément.

g) La variabilité des efforts unitaires de la fibre supérieure de la section exerce des influences différentes sur certains paramètres de la section.

De l'analyse des diagrammes présentés ci-dessus il résulte la situation suivante (on note par ↗ l'augmentation algébrique des dimensions respectives et par ↘ leur diminution) :

Tableau 3

Contrainte	Rendement	Poids propre g	Armature active A_p	Le prix unitaire F	Influences	
					Positives	Négatives
σ_{bs} ↗	↗	↗	↗	↗	ρ	g, A_p, F
$\overline{\sigma_{bs}}$ ↗	↘	↘	↗	↘	g, F	ρ, A_p

La variation dans le même sens des contraintes dans la fibre supérieure, au transfert et dans l'exploitation, détermine dans la majorité des cas des effets contraires.

Face aux faits présentés ci-dessus il est souhaitable qu'on admette, dans le calcul, des contraintes de traction si grandes que possible dans la phase du transfert et des valeurs modérées pour les contraintes de compression dans la phase d'exploitation.

5. Conclusions et suggestions pour l'établissement des projets

L'analyse d'un nombre important de variantes constructives des sections obtenues à l'aide du programme ØPTIGEL nous a conduits à certaines conclusions concernant la possibilité d'établir les principales caractéristiques géométriques de la section (fig. 10).

Étant donné que la largeur de l'âme (b) et la hauteur de la semelle supérieure (h_s) sont des données initiales du problème de calcul, on a étudié leur influence sur la forme de la section. On est arrivé à la conclusion qu'on obtient des solutions rationnelles lorsque :

$$b=\frac{l}{120} \text{ pour } h\leqslant 0{,}8 \text{ m}, \qquad b=0{,}08+\frac{l}{600}, \text{ pour } h>0{,}8 \text{ m},$$

$$h_s=(1/100 \ \ldots \ 1{,}5/100)l.$$

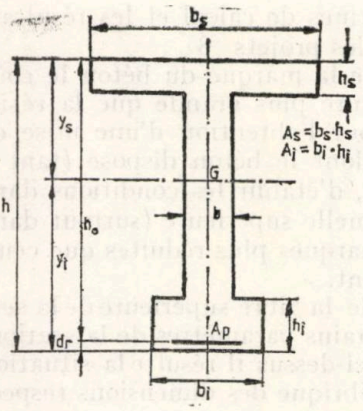


Fig. 10. — Section en double T asymétrique, schématisée.

En ce qui concerne la largeur de la semelle supérieure, les solutions rationnelles corespondent à des valeurs de b_s situées dans l'intervalle :

$$b_s = (1/30 \ \ldots \ 1/35)\ l.$$

Le programme de calcul, aussi que les conclusions et les indications qui résultent à la suite de l'étude de nombreuses variantes constructives peuvent être appliqués dans l'établissement du projet des poutres à armature active adhérente rectiligne et des systèmes constructifs qui peuvent être assimilés au point de vue du calcul à celles-là.

Reçue le 9 fevrier 1981

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Béton armé

BIBLIOGRAPHIE

1. Guyon I., *Constructions en béton précontraint. Classes. États limites.* T. I, *Étude de la section.* Eyrolles, Paris, 1966.
2. Florea N., Corobceanu S., *Optimal Dimensioning Method of Presstressed Concrete Girder.* Second Iranian Congress of Civil Eng., Siraz, Iran, May 3—7, 1976.
3. Florea N., Corobceanu S., *Metodă de dimensionare a grinzilor din beton precomprimat.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXIII (XXVII)**, *3—4*, 39—48 (1977).
4. Florea N., Patraş M., *Dimensionarea optimă în domeniul elastic a elementelor încovoiate din beton precomprimat.* Communication présentée à la session scientifique de la faculté de Hydrotechnique, Jassy, 29—30 X 1978, 232—237.
5. Florea N., *Metodologie de dimensionare optimă a unor tipuri de elemente precomprimate.* Coll. national „Structures économiques en constructions", Deva, 18—20 X 1979, **I**, 109—123.
6. Florea N., Ciongradi I. *Program de calcul pentru dimensionarea optimă a grinzilor precomprimate.* Premier coll. national, „Applications de l'informatique dans les constructions", 1—2 XI 1979.
7. Florea N., *Algoritm de dimensionare optimă a elementelor încovoiate din beton precomprimat.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXVI (XXX)**, *1—2*, s. V, 91—96 (1980).
8. Florea N., *Contribuţii la proiectarea optimă a secţiunilor încovoiate din beton precomprimat.* Thèse, Inst. Polyt., Cluj-Napoca, 1980.

CERCETĂRI ASUPRA FORMEI OPTIME A SECŢIUNILOR ÎNCOVOIATE DIN BETON PRECOMPRIMAT SOLICITATE ÎN DOMENIUL ELASTIC

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele unui studiu întreprins cu scopul de a stabili forma optimă a secţiunii transversale a grinzilor din beton precomprimat cu armătură activă rectilinie solicitată în domeniul elastic.

Este analizată influenţa exercitată asupra unor parametri de proiectare (costul unitar, greutatea proprie, randamentul, gradul de simetrie, cantitatea de armătură) de către stările de tensiuni din fibrele extreme ale secţiunii de moment maxim, în fazele iniţială şi finală.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secția V
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ

C. Z. 624.07 ; 664

PANOURI PREFABRICATE DE PEREȚI PENTRU CONSTRUCȚII DIN SECTORUL INDUSTRIEI ALIMENTARE

DE

RODICA SARDINO, V. BOLOS și MARICICA VORNICU

1. Introducere

Creșterea gradului de industrializare, condiție a creșterii productivității muncii și eficienței economice în construcții, constituie o preocupare permanentă în proiectare și execuție.

Pe această linie se înscriu și noile soluții de panouri prefabricate destinate frigoriferelor, fabricilor de produse lactate, abatoarelor și altor construcții din sectorul industriei alimentare, ce urmează a înlocui soluțiile tradiționale de pereți din zidărie de cărămidă.

Asemenea noi soluții, elaborate de IPSCAIA în colaborare cu Trustul de Construcții Industriale, Iași, se aplică în prezent la construcții în curs de execuție în Moldova (extinderea fabricii de produse lactate, Iași, abatorul din Vaslui) (fig. 1).

Aplicarea pe scară largă a soluțiilor propuse necesită studierea lor atît sub aspectul siguranței în exploatare și tehnologiei de execuție, cît și sub cel al comportării higrotermice.

Condițiile de exploatare extrem de dificile, temperaturi foarte coborîte ale aerului interior (pînă la −22°C) sau dimpotrivă temperaturi foarte ridicate ale pereților (datorită acțiunii radiației solare la exterior, în timpul verii și spălării pereților la interior în vederea dezinfecției, cu apă la o presiune de 4 atm și o temperatură de pînă la 82°C), valorile mari ale umidității relative a aerului interior (90% și chiar 100%), fac absolut necesară analiza comportării higrotermice atît a panourilor exterioare cît și a celor de compartimentare.

Un asemenea studiu, ce va fi prezentat în continuare, a fost efectuat în cadrul Catedrei de construcții civile industriale și agricole a Facultății de construcții din Iași.

2. Analiza comportării higrotermice a panourilor

În tabelul 1 sînt prezentate noile soluții propuse, comparativ cu soluțiile tradiționale. Analiza comportării higrotermice a structurilor s-a efectuat sub aspectul : a) transferului de căldură ; b) transferului de masă (difuzia vaporilor de apă).

2.1. Comportarea structurilor la transfer de căldură

a) *Regim termic staționar*

Conform STAS 6 472/3-78, „Rezistența la transfer termic și stabilitate termică", pentru structurile studiate s-au determinat rezistențele la transfer termic, R_0 și coeficienții de transfer termic, K, (tabelele 2 și 3).

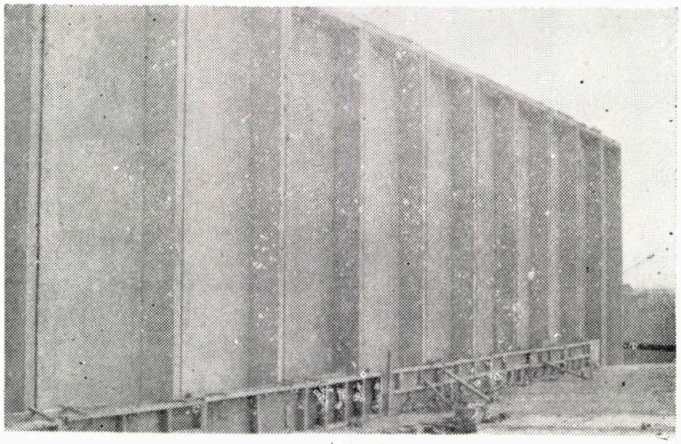
Din condiția egalității rezistențelor la transfer termic ale soluțiilor vechi și noi au rezultat grosimile necesare ale straturilor de termoizolație ale noilor structuri de pereți.

Pe baza valorilor coeficienților de transfer termic se pot stabili pierderile sau aporturile de căldură ale panourilor de închidere și compartimentare și deci dimensiona instalațiile de răcire în vederea asigurării parametrilor de microclimat interior, conform cerințelor de exploatare specifice.

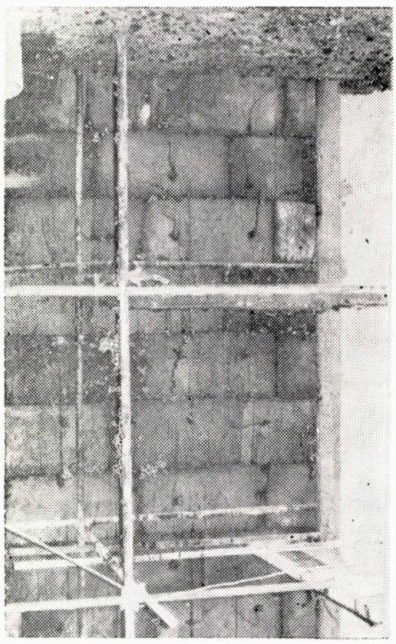
Tabelul 2

Comportarea higrotermică a panourilor. Extinderea fabricii de lapte, Iași

Structura	Caracteristici termice		Comportarea la difuzia vaporilor de apă						
			Parametri climatici interiori					Acumularea progresivă a apei	Măsuri necesare pentru evitarea acumulării progresive a apei
	R_0 $\frac{m^2\,°C}{W}$	K $\frac{W}{m^2\,°C}$		θ_{i1}, [°C]	φ_{i1}, [%]	θ_{i2}, [°C]	φ_{i2}, [%]		
A Panou exterior	6,900	0,145		−22	90			Nu	
B Panou exterior	4,900	0,204	*a)*	0	90			Nu	
			b)	4					
			c)	8					
C Panou interior	5,800	0,172	*a)*	−22	90	0	90	Da	Barieră de vapori pe fața caldă a termoizolației $R_{v\text{nec}} > 400$ m/s.
			b)	−22		8			
D Panou interior	2,800	0,357	*a)*	0	90	8	90	Da	Barieră de vapori pe fața caldă a termoizolației $R_{v\text{nec}} > \begin{cases} a) & 140 \text{ m/s.} \\ b,\ c) & 25 \text{ m/s.} \end{cases}$
			b)	4		8			
			c)	0		4			
E Panou interior	6,000	0,167		30	90	−22	90	Da	Dispunerea corespunzătoare a panoului față de încăperea mai caldă (barieră de vapori pe fața mai caldă a termoizolației).
F Panou interior	4,50	0,222	*a)*	30	90	0	90	Da	Idem panou *E*.
			b)	30		8			



a

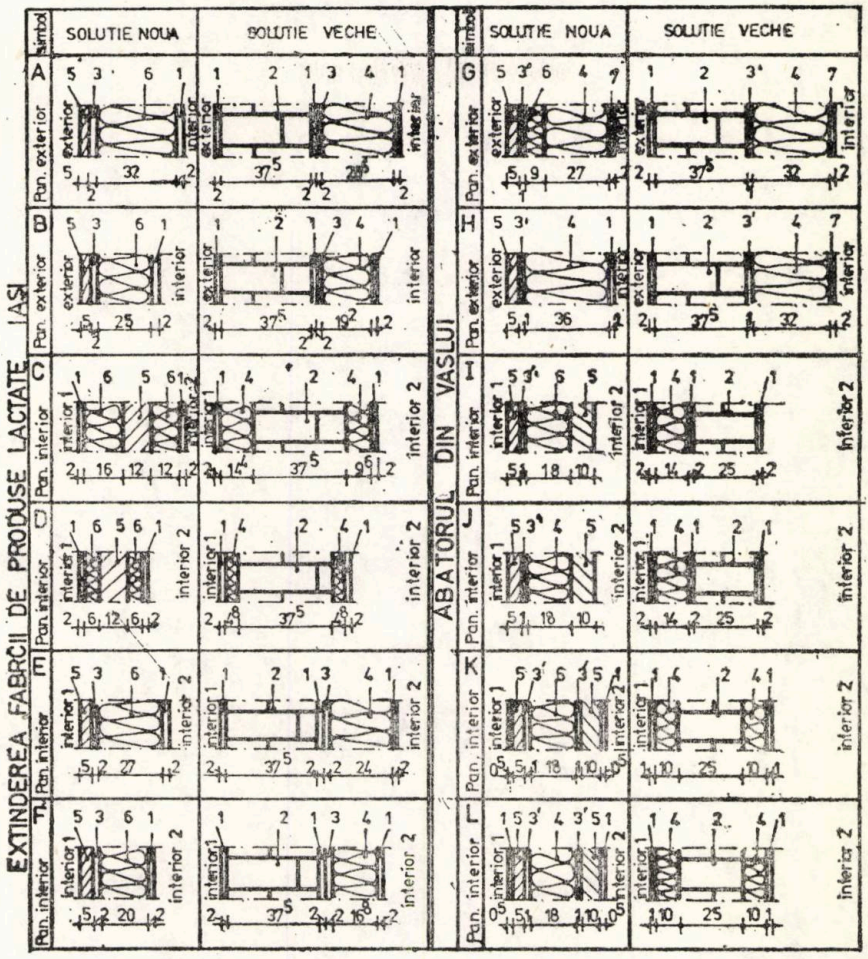


b

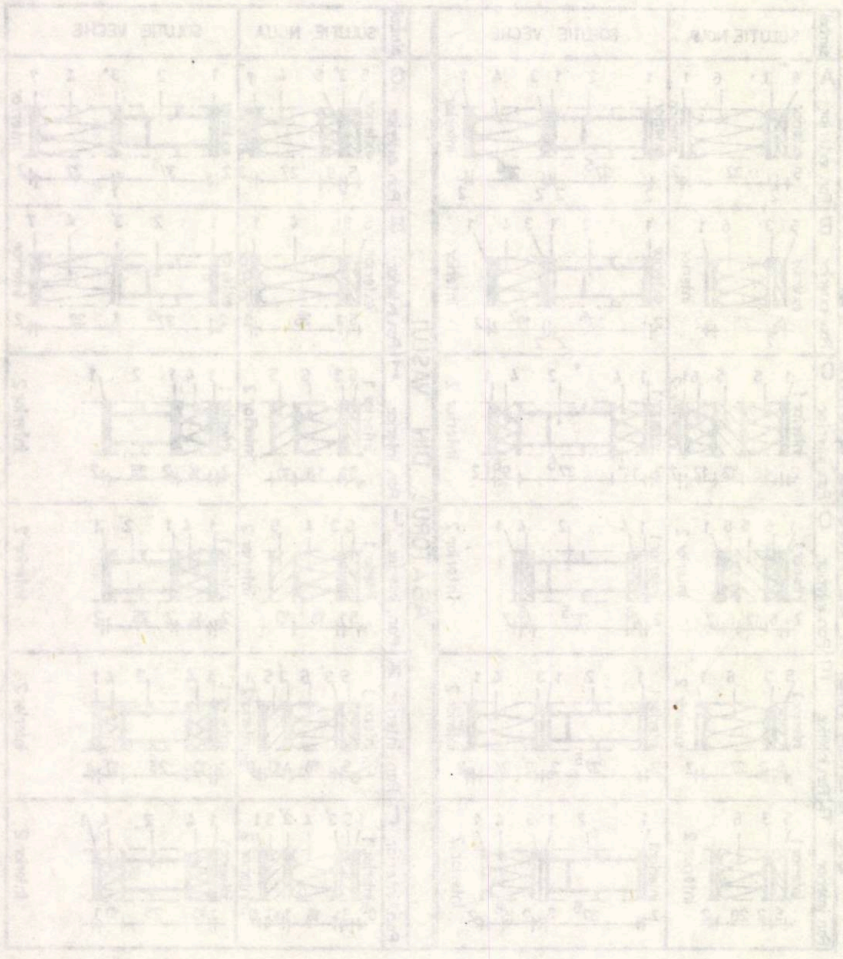
Fig. 1. — Abatorul din Vaslui : *a* — panouri de pereţi exteriori ; *b* — montarea termoizolaţiei panourilor.

Tabelul 1

Prezentarea pereţilor de închidere şi compartimentare



Nr. poz.	Caracteristici termofizice ale materialelor					
	Denumirea materialului	ρ kg/m³	λ W/m °C	c J/kg °C	s W/m² °C	$1/K_d$
1	Mortar de ciment	1 700	0,87	$0,84 \cdot 10^3$	10,03	·8,3
2	Zidărie de cărămidă plină	1 800	0,8	$0,87 \cdot 10^3$	9,63	9,0
3	Bariera vapori (1p+1c+3b)	600	0,12	$1,4635 \cdot 10^3$	3,42	1 600
3′	Bariera vapori (1c + 2b)	600	0,14	$1,4635 \cdot 10^3$	3,42	1 500
4	Polistiren celular	20	0,04	$1,46 \cdot 10^3$	0,29	30,0
5	Beton armat prefabricat	2 500	1,74	$0,84 \cdot 10^3$	17,86	25,0
6	Vată minerală	100	0,04	$0,75 \cdot 10^3$	0,47	1,5
7	Azbociment	1 900	0,35	$0,84 \cdot 10^3$	6,32	53,4
8	P.V.C.	1 200	0,17	$1,4635 \cdot 10^3$	5,34	500



Tabelul 3

Comportarea higrotermică a panourilor. Abatorul din Vaslui

Structura	Caracteristici termice		Comportarea la difuzia vaporilor de apă						
	R_0 $m^2\,°C/W$	K $W/m^2\,°C$	Parametri climatici interiori					Acumularea progresivă a apei	Măsuri necesare pentru evitarea acumulării progresive a apei
				θ_{i1},[°C]	φ_{i1},[%]	θ_{i2},[°C]	φ_{i2},[%]		
G Panou exterior	9,320	0,107	*a)*	0	90			Nu	
			b)	−30					
H Panou exterior	8,880	0,113	*a)*	0	90			Nu	
			b)	−30					
I Panou interior	3,540	0,282	*a)*	15	100	−2	100	Da	Barieră de vapori pe fața caldă a termoizolației, $R_{vnec} > 5\,500$ m/s.
			b)	12		22		Da	Barieră de vapori pe fața caldă a termoizolației.
J Panou interior	3,540	0,282	*a)*	15	100	−2	100	Da	Barieră de vapori pe fața caldă a termoizolației, $R_{vnec} > 5\,400$ m/s.
			b)	12		22		Da	Barieră de vapori pe fața caldă a termoizolației.
K Panou interior	4,250	0,235	*a)*	−4	95	4	95	Da	O singură barieră de vapori, pe fața caldă a termoizolației $R_{vnec} > b)$, *c)* 3 600 m/s.
			b)	−4		20	80	Da	
			c)	−4		24	95	Da	
L Panou interior	4,250	0,235	*a)*	−4	95	4	95	Da	O singură barieră de vapori, pe fața caldă a termoizolației $R_{vnec} > b)$, *c)* 3 200 m/s.
			b)	−4		20	80	Da	
			c)	−4		24	95	Da	

Avînd în vedere că în timpul exploatării, funcție de destinația încăperilor, unele panouri de compartimentare se spală cu apă fierbinte la 82°C,

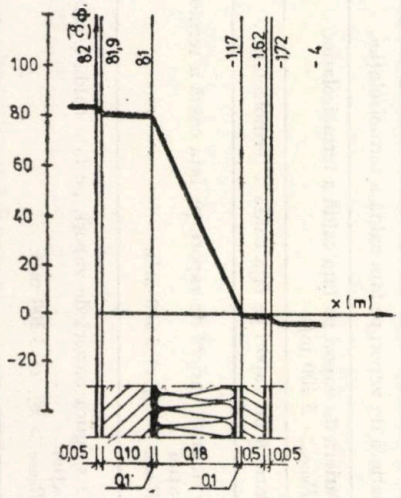


Fig. 2 — Cîmpul termic al panoului inferior K, în condiții de regim staționar; temperatura apei de spălare pentu dezinfecție, 62°C; temperatura aerului pe fața opusă, —4°C.

în scopul dezinfecției, pentru aceste panouri s-a stabilit cîmpul termic în condiții de regim termic staționar. Un exemplu este prezentat în fig. 2. Pe această bază proiectantul a stabilit deformațiile din temperatură ale straturilor de finisaj, straturilor suport și panourilor în ansamblu, asigurînd în consecință măsuri corespunzătoare: rosturi și legături pe contur, adecvate, în vederea evitării desprinderii straturilor de finisaj de pe stratul suport și apariției fisurilor în care, în condițiile de exploatare specifice, se pot dezvolta microorganisme.

b) *Regim termic nestaționar*

Pentru un asemenea tip de construcții, la care cerințele de exploatare necesită menținerea riguroasă a temperaturii aerului interior, în general coborîtă, condițiile de microclimat exterior cele mai dezavantajoase sînt cele din perioada de vară.

În perioada de vară, ca urmare a variațiilor mari de la zi la noapte ale temperaturii aerului exterior și radiației solare, pentru panourile exterioare trebuie avut în vedere regimul termic nestaționar.

Sistemul de ecuații diferențiale corespunzător transferului de căldură în condiții de regim termic nestaționar, pentru un domeniu omogen, la suprafața de separație cu aerul și între două domenii diferite, a fost integrat prin metoda numerică a diferențelor finite, rezolvarea fiind facilitată prin aplicarea tehnicii calculului automat [1], [2].

În fig. 3 este prezentată, ca exemplu, variația diurnă a temperaturilor în secțiunile caracteristice ale unui panou exterior, soluție aplicată la extinderea fabricii de produse lactate din Iași.

Valorile temperaturii aerului interior corespund condițiilor de exploatare. Valorile temperaturii aerului exterior și intensității radiației solare corespund municipiului Iași, luna iulie, conform STAS 6 648/2-70, „Instalații de ventilare și condiționare; parametri climatici exteriori". Acțiunea si-

multană a temperaturii aerului exterior și radiației solare a fost considerată prin $\theta_{e\,conv.\,SE}$ — temperatura convențională a aerului exterior corespunzătoare unui perete orientat spre SE. Față de o amplitudine a oscilației temperaturii convenționale a aerului exterior de 11°C, cea a temperaturii pe suprafața interioară este de numai 0,08°C, ceea ce denotă că fluxul de căl-

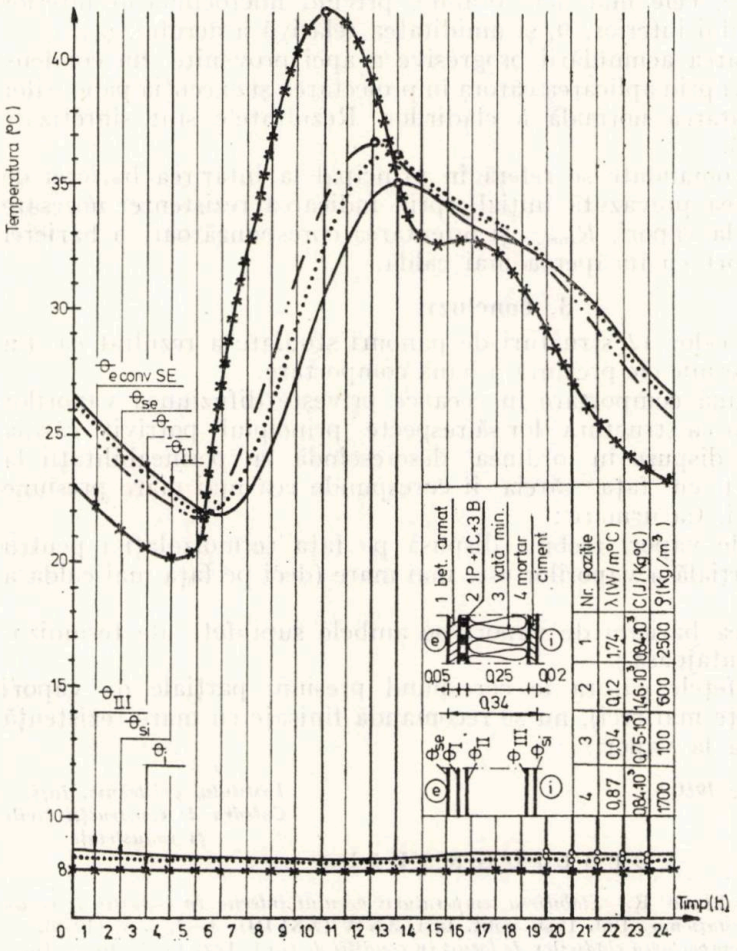


Fig. 3. — Panou exterior, fabrica de produse lactate Iași; soluție IPSCAIA ; temperaturi în secțiunile caracteristice.

dură ce pătrunde în încăpere este practic constant, situație avantajoasă pentru instalația de răcire.

O structură corespunzătoare din acest punct de vedere a fost constatată și la celelalte panouri exterioare studiate.

2.2. Comportarea structurilor la transfer de masă

Verificarea la condens în interiorul elementului s-a efectuat conform STAS 6 472/4-78, „Comportarea elementelor de construcție la difuzia vaporilor de apă".

În condițiile specifice de microclimat interior și cele corespunzătoare mediului exterior în perioada de iarnă și vară, conform STAS 6 472/2-73,

„Parametri climatici exteriori", s-a analizat dacă : a) se produce condens și zona în care se produce ; b) există posibilitatea acumulării an de an a apei provenite prin condensarea vaporilor.

Întrucît același panou poate fi utilizat pentru încăperi cu destinații diferite, deci pentru condiții diferite de exploatare, s-au avut în vedere variantele posibile, cele mai defavorabile, privind microclimatul interior (temperatura aerului interior, θ_i și umiditatea relativă a aerului, φ_i).

Pentru evitarea acumulării progresive a apei provenite din condens s-au indicat măsuri prin aplicarea cărora în proiectarea și execuția panourilor se asigură exploatarea normală a clădirilor. Rezultatele sînt sintetizate în tabelele 2 și 3.

Măsurile recomandate se referă în principal la întărirea barierei de vapori (față de cea prevăzută inițial), prin indicarea rezistenței necesare la permeabilitate la vapori, $R_{v\,nec.}$ și orientarea corespunzătoare a barierei de vapori în raport cu încăperea mai caldă.

3. Concluzii

Din analiza celor 12 structuri de panouri studiate a rezultat că din punct de vedere termic ele prezintă o bună comportare.

Pentru o bună comportare în ceea ce privește difuziunea vaporilor de apă este necesar ca structura lor să respecte principiul potrivit căruia straturile trebuie dispuse în ordinea descrescîndă a permeabilității la vapori, în raport cu fața căreia îi corespunde cea mai mare presiune parțială de vapori. Ca urmare :

a) bariera de vapori trebuie dispusă pe fața termoizolației pentru care presiunea parțială a vaporilor este mai mare (deci pe fața mai caldă a termoizolației) ;

b) dispunerea barierei de vapori pe ambele suprafețe ale termoizolației este dezavantajoasă ;

c) pe suprafețele cărora le corespund presiuni parțiale de vapori mai mici (suprafețe mai reci), nu se recomandă finisaje cu mare rezistență la permeabilitatea la vapori.

Primită la 5 noiembrie 1980

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de construcții civile și industriale

BIBLIOGRAFIE

1. Focșa V., Sardino R., *Stabilirea temperaturii aerului interior în condiții de regim termic nestaționar.* Bul. Inst. polit. Iași, **XXIV (XXVIII)**, *3—4*, s. V (1979).
2. Sardino R., *Comportarea clădirilor de locuit în condiții de vară.* Teză de doctorat, Inst. polit., Iași, 1980.

PAROIS PRÉFABRIQUÉS POUR DES BÂTIMENTS DE L'INDUSTRIE ALIMENTAIRE

(Résumé)

Afin d'élever le niveau d'industrialisation de l'exécution des bâtiments de l'industrie alimentaire on a établi de nouveaux types de grands panneaux préfabriqués déstinés à remplacer les murs traditionnels en maçonnerie de briques. L'application de ces nouveaux systèmes constructifs à un grand nombre d'immeubles a été précédée par des études concernant le comportement en exploitation et la technologie d'exécution.

On présente les résultats de l'analyse hygrothermique effectuée en vue de tenir compte des conditions particulièrement difficiles du microclimat intérieur spécifique aux bâtiments de l'industrie alimentaire.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ

D. C. 526; 624

ANALYSIS OF SEISMIC STRESS BY ANALYTICAL PHOTOGRAMMETRY*)

BY

IULIAN BARBĂLATĂ

1. Introduction

Photogrammetry provides a method for an accurate determination of small relative building movements with the possibility of obtaining these informations at time intervals, in daylight or darkness. This capability makes photogrammetric method attractive as a means for determining building movements and deformations during a simulated earthquake.

The monitoring of such a building is accomplished by photographing at certain time intervals object targets positioned on structures and evaluating the changes in the relative positions of the targets. The only input data required are a few control points or line endpoints within the photograph, with known point positions or lengths. Monophotogrammetric methods are presented because the movements of the seismic platform are unidirectional. The rate of movements of the building can be investigated from the recordings of the times of the exposures.

In what follows we propose a test project designed to investigate the technical feasibility of the photogrammetric method for the analysis of building movements and deformations during a simulated earthquake on the seismic platform of 150 t from the Civil Engineering Department of the Polytechnic Institute, Jassy. It includes field procedures, data reduction results, conclusions and recommendations.

The results of the photogrammetric method in the form of X, Y coordinates of object targets, make it possible to compare any one point with any or all other points in all combinations. Results of this study are expressed as coordinate differences between individual photogrammetric reductions of the 120 photographs. The consistency of the differences in the control points, between individual photogrammetric reductions, is an indicative of the precision of the method and therefore can be considered as a limit for the amount of building movement and deformation which can be detected by the presented method.

2. Projective Method for Resection

The mathematical model employed is based on the projective methode. The Projective Transformation Parameters (PTP) are computed iteratively

*) Presented at the XIV-th Congress of the International Society for Photogrammetry, Commission V, Hamburg, West Germany, July 1980.

and the X, Y coordinates corresponding to some of the measured images are computed directly. If we assume that the film and the object are flat planes, then eight coefficients will uniquely map the object plane into the film plane. The projective equations are :

$$(2.1) \qquad x_j = \frac{a_1X_j + a_2Y_j + a_3}{a_7X_j + a_8Y_j + 1}, \quad y_j = \frac{a_4X_j + a_5Y_j + a_6}{a_7X_j + a_8Y_j + 1}, \quad (j = 1, 2, \ldots, n),$$

where : x_j, y_j are the measured film coordinates, properly corrected for lens distortion ; a_1, a_2,..., a_8—the PTP coefficients ; X_j, Y_j— the cartesian object coordinates of the jth point.

A significant aspect of this technique is that no knowledge is required of the interior or exterior camera parameters and also this type of projective resection automatically compensates for many film errors such as nonuniform shrinkage in different directions. According to (2.1), the condition equations arising from the jth control point are of the form :

$$(2.2) \quad F_{x_j} = x_j - \frac{a_1X_j + a_2Y_j + a_3}{a_7X_j + a_8Y_j + 1} = 0, \quad F_{y_j} = y_j - \frac{a_4X_j + a_5Y_j + a_6}{a_7X_j + a_8Y_j + 1} = 0.$$

The PTP coefficients may be expressed in terms of the approximations a_1^0, a_2^0,... , a_8^0 such that :

$$(2.3) \qquad a_k = a_k^0 + \delta a_k, \quad (k = 1, 2, \ldots, 8),$$

where δa_k are presently unknown corrections. Suppose that we have n points that are known in both coordinate systems. It can easily be shown that :

$$\begin{bmatrix}
\sum_1^n X^2 & \sum_1^n XY & \sum_1^n X & 0 & 0 & 0 & -\sum_1^n xX^2 & -\sum_1^n xXY \\
 & \sum_1^n Y^2 & \sum_1^n Y & 0 & 0 & 0 & -\sum_1^n xXY & -\sum_1^n xY^2 \\
 & & n & 0 & 0 & 0 & -\sum_1^n xX & -\sum_1^n xY \\
 & & & \sum_1^n X^2 & \sum_1^n XY & \sum_1^n X & -\sum_1^n yX^2 & -\sum_1^n yXY \\
 & & & & \sum_1^n Y^2 & \sum_1^n Y & -\sum_1^n XY & -\sum_1^n yY^2 \\
 & & & \text{symmetric} & & n & \sum_1^n yX & \sum_1^n yY \\
 & & & & & & \sum_1^n X^2(x^2+y^2) & \sum_1^n XY(x^2+y^2) \\
 & & & & & & & \sum_1^n Y^2(x^2+y^2)
\end{bmatrix}
\begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \\ a_7 \\ a_8 \end{bmatrix}
=
\begin{bmatrix} \sum_1^n xX \\ \sum_1^n xY \\ \sum_1^n x \\ \sum_1^n yX \\ \sum_1^n yY \\ \sum_1^n y \\ -\sum_1^n (x^2+y^2)X \\ -\sum_1^n (x^2+y^2)Y \end{bmatrix}$$

The adjusted film coordinates are :

$$(2.4) \qquad x_j = x_j^0 + vx_j, \quad y_j = y_j^0 + vy_j,$$

where x_j^0, y_j^0 are the measured film coordinates and vx_j, vy_j — the residuals in the condition equations.

The substitution of Eqs. (2.3) and (2.4) into (2.2) and the linearization of resulting expressions by T a y l o r expansion, permits to replace Eqs. (2.2) by the equivalent pair :

$$\underset{(2\times1)}{v_j} + \underset{(2\times8)}{B_j}\ \underset{(8\times1)}{\Delta} = \underset{(2\times1)}{E_j}, \tag{2.5}$$

in which :

$$v_j=[v_x\ v_y]_j^T\ ;\quad B_j=\left[\frac{\partial F_x^0}{\partial a_k^0}\ \ \frac{\partial F_y^0}{\partial a_k^0}\right]_j^T,\quad \Delta=[\delta a_1\ \ \delta a_2 \dots \delta a_8]^T, \tag{2.6}$$

$$F_{x_j}^0=x_j^0-(m/q)_j^0\ ;\ F_{y_j}^0=y_j^0-(n/q)_j^0\ ;\ E_j=[-F_x^0\ \ -F_y^0]_j^T,$$

$$\begin{bmatrix} m \\ n \\ q \end{bmatrix}_j^0 = \begin{bmatrix} a_1 & a_2 & a_3 \\ a_4 & a_5 & a_6 \\ a_7 & a_8 & 1 \end{bmatrix}^0 \begin{bmatrix} X \\ Y \\ 1 \end{bmatrix}_j^0. \tag{2.7}$$

The equations arising from all n control points are :

$$\underset{(2n\times1)}{v} + \underset{(2n\times8)}{B}\ \underset{(8\times1)}{\Delta} = \underset{(2n\times1)}{E}, \tag{2.8}$$

Four points are necessaire to calculate the eight resection coefficients, but line lengths are often known more accurately than the exact positions of many juxtapositioned points in a specific coordinate system.

In order to obtain the best solution, the system (2.8) was augmented with constraint equations arising from m straightline distance measurements. Therefore they can practically be considered as conditions containing some type of observations. The exact straightline distance $S_i=S_{rk}$ from the end points of each line i, $(i=1, 2, \dots, m)$, can be expressed directly :

$$S_i=S_{rk}=\sqrt{(X_k-X_r)_i^2+(Y_k-Y_r)_i^2};\ F_{S_i}=S_i-\sqrt{(X_k-X_r)_i^2+(Y_k-Y_r)_i^2}=0 \tag{2.9}$$

and using the same approach as before, the true distances S_{rk} can be expressed in terms of the measured quantity S_{rk}^{00} and of the approximation S_{rk}^0, with the residuals $\overset{\circ}{v}$ and corrections δS. From eqs. (2.1) we obtain

$$X_j=\frac{A_3A_5-A_2A_6}{A_1A_5-A_2A_4}\ ;\qquad Y_j=\frac{A_3A_4-A_1A_6}{A_2A_4-A_1A_5}, \tag{2.10}$$

where :

$$A_1=a_1-x_ja_7\ ;\qquad A_2=a_2-x_ja_8\ ;\qquad A_3=x_j-a_3\ ;$$

$$A_4=a_4-y_ja_7\ ;\qquad A_5=a_5-y_ja_8\ ;\qquad A_6=y_j-a_6.$$

The substitution of Eqs. (2.3) and of the expressions $A_1 \dots A_6$ into (2.10) and then of (2.10) in (2.9) and the linearization of the resulting expressions by T a y l o r expansion, permit to replace Eq. (2.9) by the equivalent expression :

$$\underset{(1\times1)}{\overset{\circ}{v}_i} + \underset{(1\times8)}{\overset{\circ}{B}_i}\ \underset{(8\times1)}{\Delta} = \underset{(1\times1)}{\dot{E}_i}, \tag{2.11}$$

in which :

$$\mathring{v}_i = S_i - S_i^{00} \; ; \; \mathring{B}_i = [\partial F_{S_i}/\partial a_k]_i^0 \; ; \; \mathring{E}_i = -F_{S_i}^0 \; ; \; F_{S_i}^0 = S_i^{00} - S_i^0$$

and from (2.10)

$$S_i^0 = \sqrt{(X_k^0 - X_r^0)^2 + (Y_k^0 - Y_r^0)^2} \; .$$

Let there be a total of m measured distances, then the complete set of distance equations is :

$$\underset{(m\times 1)}{\mathring{v}} + \underset{(m\times 8)}{\mathring{B}} \; \underset{(8\times 1)}{\Delta} = \underset{(m\times 1)}{\mathring{E}} \; . \tag{2.12}$$

The complete mathematical model of the problem is obtained by combining Eqs. (2.8) and (2.12). Using matrix notation, the model may be written as follows :

$$\underset{(2n+m)\times 1}{\overline{v}} + \underset{(2n+m)\times 8}{\overline{B}} \; \underset{(8\times 1)}{\Delta} = \underset{(2n+m)\times 1}{\overline{E}}. \tag{2.13}$$

The normal equations is :

$$\underset{(8\times 8)}{(\overline{B}^T \overline{W} \overline{B})} \; \underset{(8\times 1)}{\Delta} = \underset{(8\times 1)}{\overline{B}^T \overline{W} \overline{E}}, \tag{2.14}$$

where $\overline{W}$ is the weight matrix associated with the measured quantities and has the following composition :

$$\underset{(2n+m)\times(2n+m)}{\overline{W}} = \begin{bmatrix} W & 0 \\ 0 & \mathring{W} \end{bmatrix} .$$

The solutions of the normal equations are thus provided by :

$$\underset{(8\times 1)}{\Delta} = \underset{(8\times 8)}{(N+\mathring{N})^{-1}} \; \underset{(8\times 1)}{(C+\mathring{C})} \; , \tag{2.15}$$

where :

$$\underset{(8\times 8)}{N} = \sum_{j=1}^{n} N_j \; ; \; \underset{(8\times 8)}{N_j} = B_j^T W_j B \; ; \; \underset{(8\times 1)}{C} = \sum_{j=1}^{n} C_j \; ; \; \underset{(8\times 1)}{C_j} = B_j^T W_j E_j \; ;$$

$$\underset{(8\times 1)}{\mathring{N}} = \sum_{i=1}^{m} \mathring{N}_i \; ; \; \underset{(8\times 1)}{\mathring{N}_i} = \mathring{B}_i^T \mathring{W}_i \mathring{B} \; ; \; \underset{(8\times 1)}{\mathring{C}} = \sum_{j=1}^{m} \mathring{C}_i \; ; \; \underset{(8\times 1)}{\mathring{C}_i^T} = \mathring{B}_i^T \mathring{W}_i \mathring{E}_i .$$

Eq. (2.15) gives the estimations vector for corrections of parameter approximations when all variables have *a priori* cofactor matrices. The terms N and C reflect the contribution of the conventionally known observations, and the terms $\mathring{N}$ and $\mathring{C}$, the contribution of constraints.

At the end of each iteration a criterion, established *a priori*, is checked to see if the process is to be continued or stopped. When such criterion is satisfied and after the solution has converged, the vectors of measuring residuals may be obtained from :

$$v = E, \quad \mathring{v} = \mathring{E},$$

in which E, $\mathring{E}$, denote the final discrepancy vectors of the iterative process.

The computation of the *a posteriori* estimation of the reference variance is similar here to the other cases. The quadratic form in the present case, however, is formed of two parts corresponding to the division of variables involved. The estimation of the reference variance would be :

$$\sigma_0^2 = \frac{v^T W v + \mathring{v}^T \mathring{W} \mathring{v}}{2n+m-8}. \tag{2.16}$$

Applying the propagation principle to Eq. (2.15), it can be readily shown that the cofactor matrix of PTP is [5] :

$$\underset{(8\times 8)}{Q_{\Delta\Delta}} = \underset{(8\times 8)}{(N+\mathring{N})^{-1}} \text{ or } \underset{(8\times 8)}{Q_{\Delta\Delta}} = N^{-1} - N^{-1}\dot{B}^T(\mathring{W}^{-1} + \dot{B}N^{-1}\dot{B}^T)^{-1}\dot{B}N^{-1}. \tag{2.17}$$

3. Determination of Object Plane Coordinates

Eqs. (2.1) represents relations between the film coordinates measurements x_j, y_j of the unknown object plane coordinates X_j, Y_j and the parameters a_k, determined above. They can be used for direct computation of these unknowns. Since Eqs. (2.1) are linear functions in X_j, Y_j, we have to solve the system directly :

$$\begin{bmatrix} a_1 - x_j a_7 & a_2 - x_j a_8 \\ a_4 - y_j a_7 & a_5 - y_j a_8 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_j \\ Y_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_j - a_3 \\ y_j - a_6 \end{bmatrix}. \tag{3.2}$$

The solutions are :

$$\begin{cases} X = \dfrac{(a_5 - a_6 a_8)x + (a_3 a_8 - a_2)y + a_2 a_6 - a_3 a_5}{(a_4 a_8 - a_5 a_7)x + (a_2 a_7 - a_1 a_8)y + a_1 a_5 - a_2 a_4} = \dfrac{b_1 x + b_2 y + b_3}{b_7 x + b_8 y + 1}, \\ Y = \dfrac{(a_6 a_7 - a_4)x + (a_1 - a_3 a_7)y + a_3 a_4 - a_1 a_6}{(a_4 a_8 - a_5 a_7)x + (a_2 a_7 - a_1 a_8)y + a_1 a_5 - a_2 a_4} = \dfrac{b_4 x + b_5 y + b_6}{b_7 x + b_8 y + 1}, \end{cases} \tag{3.3}$$

where :

$$b_1 = \frac{a_5 - a_6 a_8}{a_1 a_5 - a_2 a_4}; \quad b_2 = \frac{a_3 a_8 - a_2}{a_1 a_5 - a_2 a_4}; \quad b_3 = \frac{a_2 a_6 - a_3 a_5}{a_1 a_5 - a_2 a_4}; \quad b_4 = \frac{a_6 a_7 - a_4}{a_1 a_5 - a_2 a_4},$$

$$b_5 = \frac{a_1 - a_3 a_7}{a_1 a_5 - a_2 a_4}; \quad b_6 = \frac{a_3 a_4 - a_1 a_6}{a_1 a_5 - a_2 a_4}; \quad b_7 = \frac{a_4 a_8 - a_5 a_7}{a_1 a_5 - a_2 a_4}; \quad b_8 = \frac{a_2 a_7 - a_1 a_8}{a_1 a_5 - a_2 a_4}.$$

Having in view that the cofactor matrix of the adjusted PTP, $a_k (k=1, 2,\ldots,8)$, is given by :

$$\underset{(8\times 8)}{Q_{\Delta\Delta}} = \underset{(8\times 8)}{[N+\mathring{N}]^{-1}} \tag{3.5}$$

it follows that the relative covariance matrix Q_{CC} of the derived object plane coordinates X_j, Y_j is given by :

$$\underset{(2\times 2)}{Q_{CC}} = \underset{(2\times 8)}{J_a}\ \underset{(8\times 8)}{Q_{\Delta\Delta}}\ \underset{(8\times 2)}{J_a^T}, \tag{3.6}$$

in which :

$$(3.7)\qquad \underset{(2\times 8)}{J_a} = \frac{\partial(X, Y)_j}{\partial(a_1, a_2, \dots, a_8)} = \begin{bmatrix} \frac{\partial X_j}{\partial a_1} & \frac{\partial X_j}{\partial a_2} & \dots & \frac{\partial X_j}{\partial a_8} \\ \frac{\partial Y_j}{\partial a_1} & \frac{\partial Y_j}{\partial a_2} & \dots & \frac{\partial Y_j}{\partial a_8} \end{bmatrix},$$

where X_j, Y_j are the object plane coordinates expressed by (2.10) and derived from (3.2).

The covariance matrix Σ_{cc} of the object plane coordinates X_j, Y_j is:

$$(3.8)\qquad \Sigma_{cc} = \begin{bmatrix} \sigma_X^2 & \sigma_{XY} \\ \sigma_{XY} & \sigma_Y^2 \end{bmatrix}.$$

The characteristic polynomial of Σ_{cc} may be evaluated as:

$$(3.9)\qquad (-\lambda)^2 + \mathrm{tr}\,(\Sigma_{cc})\,(-\lambda) + |\,\Sigma_{cc}| = 0,$$

where: $\mathrm{tr}\,(\Sigma_{cc}) = \sigma_X^2 + \sigma_Y^2$ — trace of the covariance matrix; $|\Sigma_{cc}| = \sigma_X^2\,\sigma_Y^2 - \sigma_{XY}^2$ — determinant of the covariance matrix. Thus the polynomial becomes:

$$(3.10)\qquad \lambda^2 - (\sigma_X^2 + \sigma_Y^2)\,\lambda + (\sigma_X^2\sigma_Y^2 - \sigma_{XY}^2) = 0.$$

The roots of Eq. (3.10), which are the eigenvalues λ_1, λ_2, are the squares of the semimajor and semiminor axes of the standard ellipse defined by:

$$(3.11)\qquad \left(\frac{X}{\sigma_X}\right)^2 - 2\rho\left(\frac{XY}{\sigma_X\sigma_Y}\right) + \left(\frac{y}{\sigma_Y}\right)^2 = 1 - \rho^2$$

where the correlation coefficient ρ is given by:

$$\rho = \frac{\sigma_{XY}}{\sigma_X\sigma_Y}.$$

These roots of Eq. (3.10) are:

$$(3\,12)\quad a^2 = \frac{1}{2}\left[\sigma_X^2 + \sigma_Y^2 + \sqrt{(\sigma_X^2 - \sigma_Y^2)^2 + 4\sigma_{XY}^2}\right],\quad b^2 = \frac{1}{2}\left[\sigma_X^2 + \sigma_Y^2 - \sqrt{(\sigma_X^2 - \sigma_Y^2)^2 + 4\sigma_{XY}^2}\right].$$

The angle γ between the semimajor axis of the ellipse and the X axis is obtained from the relation:

$$\mathrm{tg}\,2\gamma = \frac{2\sigma_{XY}}{\sigma_X^2 - \sigma_Y^2}.$$

A computer program, called SEISM, was developped by the author and its formulation is based on the principle of observation equations as described in the above paragraph.

4. Tests and Practical Experiences

The SEISM program has been tested with fictitious data for a single photograph. In essence the input to this program consists of the film measurements as reduced by the phototrilaterated coordinates [1] and corrected for symmetric radial and decentering distortions [2], [3]. The input to this program consists also in the geodetically determined X, Y coordinates

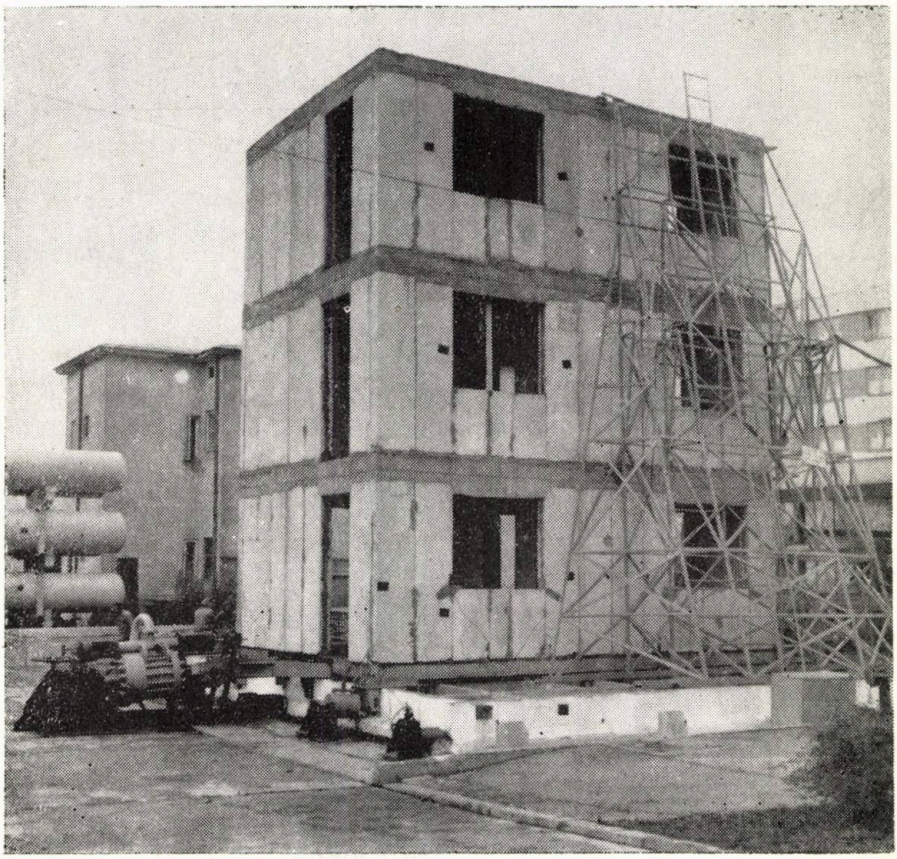
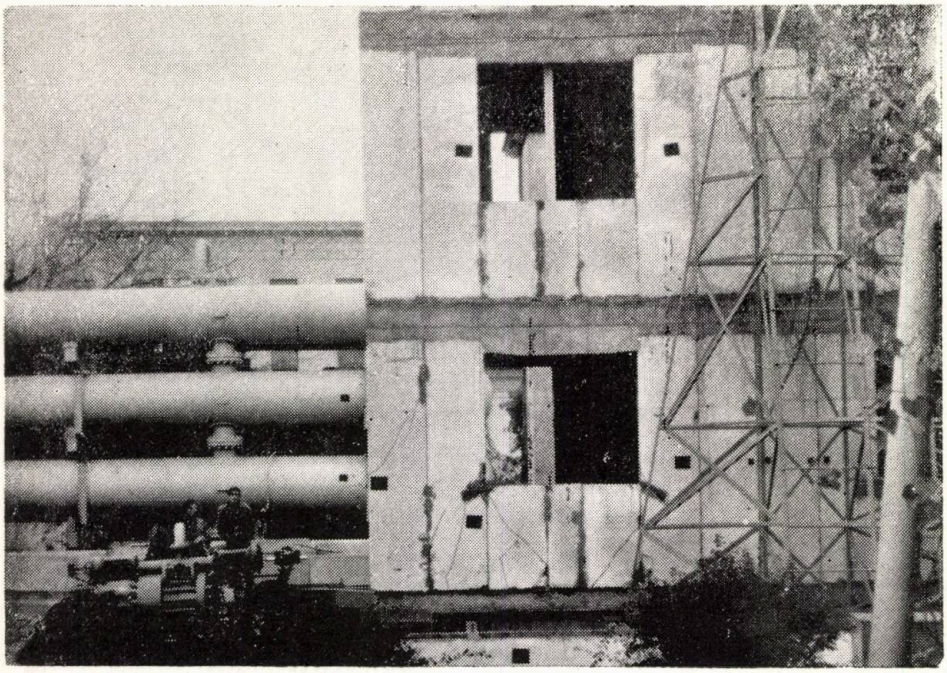


Fig. 1. — A real scale building on the seismic platform

a



b

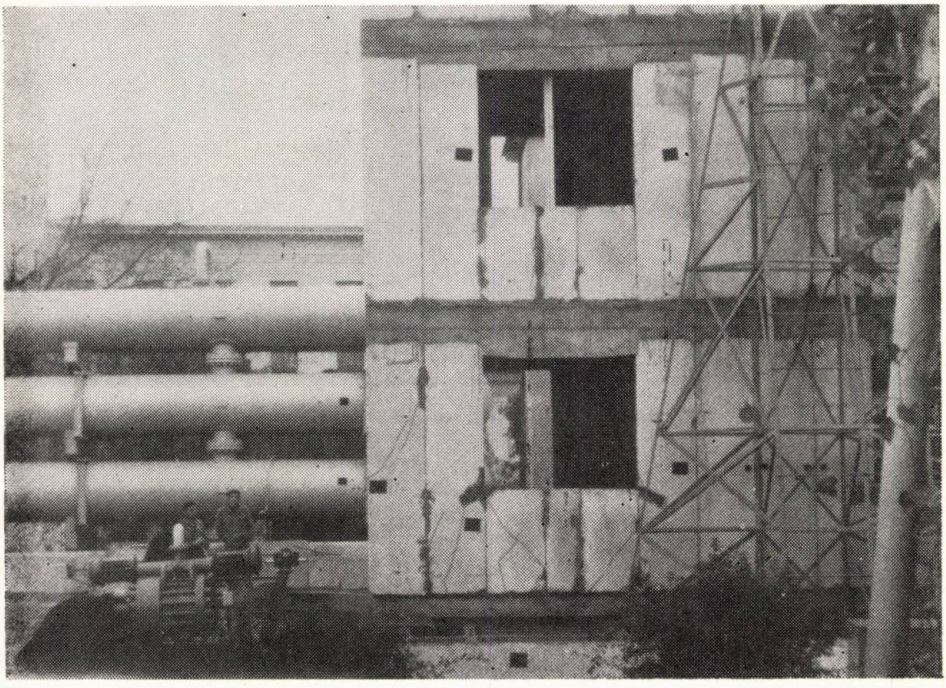


Fig. 2. — Consecutive frames of the building during the simulated earthquake.

of a few control points and the straight-line distance from the end points of a few lines.

The primary purpose of this series of tests was to evaluate the computational accuracy of the SEISM solution. Hence, unperturbed image coordinates were used as input data in all tests and the coordinates were assigned a standard deviation of ± 3 micrometers. All of the rectangular control points were also weighed with a standard deviation of $\pm$ 0,5 mm in X, Y coordinates. Unperturbed data were also used for distance measurements, but they were assumed to have first-order accuracy and were weighed with $\pm 5 \times 10^{-6}$ m. Furthermore the PTP were made with a 10% approximation.

Because the exact object coordinates of all n object points evaluated in the foregoing paragraph were known, the accuracy of the SEISM solution can be evaluated directly by comparing the computed point coordinates with the corresponding known values. Various configurations of controls were used for the photography which was generated at a scale of 1 : 60 ... 1 : 100. The results show that the SEISM solution has computational accuracy and sensitivity relative to the accuracy of the measured data.

The standard errors of the computed coordinates are involved between $\pm$ 0.03 and $\pm$ 0.05 mm. Likewise, the control points and the distances should be well distributed across the area to be resected, to avoid excessive errors due to extrapolation outside of the periphery established by the control coordinates. A rejection technique was established and was proved quite adequate. A rejection criteria C_r is calculated, where :

$$C_r = \frac{1,5}{m}\left(\sum_{i=1}^{m} |\Delta S_i|\right), \tag{4.1}$$

where $\Delta S_i = E_i^0$; E_i^0 was evaluated after the final corrections have been applied to the elements of PTP.

The above method was performed under operational conditions, during a simulated earthquake on the seismic platform of 150 t (Fig. 1).

A control net was established in the background plane. This plane provided the necessary means for accurate reconstruction of the bundle of projection rays without the need for information on the interior orientation of the camera [4], [6].

In order to determine the position of the points on the building it was also necessary to attach a system of targets to the building.

The camera used in this project was a TELEMAR 130 $\times$ 180 mm. with a focal length of 400 mm. The camera which is normally designed for infinity setting, was refocused to operate at a distance of approximately 25 m. This was accomplished by inserting a 6.5 mm shim in front of the focal plane. This modification made it necessary to recalibrate the camera in order to determine the corresponding distortion properties. This was accomplished by applying the analytical plumb line calibration [3], [4]. The camera was modified as well in cinephototheodolite with a speed of 8 frames per second. The camera was located at 32 m from the system of reference targets and its optical axis was perpendicular to both planes, the background plane and the plane of the frontal wall of the building. In Fig. 2 are presented two consecutive frames taken at 0.125 sec. intervals, rep-

resenting the movements of the building during the simulated earthquake on the platform. The photogrammetric measurements were made on the linear spectrophotometric IZA-2 comparator and the image coordinates x, y were obtained by the least squares using a trilaterated photocoordinate method [1]. After the least squares solution of the transformation parameters according to the second paragraph was established, the set of x, y coordinates of the targets from the frontal wall of the building was converted into a set of X, Y coordinates of the background target system, using the formulation from § 3. Due to the possible movements of the camera within the experiment, the displacements of the building were evaluated after all the X^t, Y^t coordinates corresponding to t-th times were calculated as above and were transformed in the initial system $\overline{X}^t$, $\overline{Y}^t$ (earlier than the earthquake), using the conformal transformation :

$$\overline{X}_j^t=(a_0+a_1X_j-b_1Y_j)^t \; ; \; \overline{Y}_j^t=(b_0+b_1X_j+a_1Y_j)^t. \tag{4.2}$$

The misclosures in the least squares solution applied on Eqs. (4.2) represent the real displacements of the targets.

In the final computations the displacements were scaled using the subtense bar measurements.

Detailed informations on this research project are given in [1].

5. Conclusions

The obtained results indicate that precise geometrical informations can be acquired from the photographs taken along a simulated earthquake. The obvious advantage of this method is that only a few control date are necessary to calculate the PTP coefficients. No internal camera or external exposure station parameters are needed as input data. The use of straight-line distances as control data, enhances the value of this method.

The author express his thanks to ICCPDC, Jassy, for the possibility to try experiments, upon the seismic platform, and to the Computation Center of the Polytechnic Institute.

Received, February 13, 1981

Polytechnic Institute, Jassy
Photogrammetric Laboratory

REFERENCES

1. Barbălată C. I., *Contribuții la determinarea deformațiilor în construcții prin metode fotogrametrice analitice*. Ph. D. Thesis, Inst. of Civil Eng., Buch., 198 p.
2. Brown D. C., *Close-range Camera Calibration*. P.E., **37**, 8, 855–866 (1971).
3. Brown D. C., *Calibration of Close-range cameras*. XII th International Congress of Photogrammetry, Comm. V, Ottawa, 1972, 26 p.
4. Kratky V., Wijk M. C., *Photogrammetry Used to Determine the Motion of a Vehicle Crashing into a Highway Barrier*. Bul. de la Soc. Fr. de Phot., **42**, 23–34 (1971).
5. Mikhail E. M., *Observations and Least Squares*. IEP–A Dun-Donnelley Publisher, New York, 1976.
6. Wijk M. C., Ziemann H., *The Use of Non-metric Cameras in Monitoring High Speed Processes*. P.E. & R.S., **42**, 1, 91–102 (1976).

ANALIZA COMPORTĂRII CONSTRUCȚIILOR LA SARCINI SEISMICE PRIN METODE FOTOGRAMETRICE ANALITICE

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele cercetărilor teoretice și practice privind aplicarea metodelor fotogrametrice analitice la studiul caracteristicilor geometrice, a deformațiilor, deplasărilor și evoluției fisurilor în cazul unor construcții supuse la sarcini seismice.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. D. 526

LE CALCUL DES COORDONNÉES DES POINTS TOPOGRAPHIQUES, DÉTERMINÉS PAR RÉCOUPEMENT, EN UTILISANT LE CALCUL VECTORIEL ET LES NOMBRES COMPLEXES (II)

PAR

EUGEN POPA

1. Dans quelques articles antérieurs [4], [5] on a indiqué la manière dont on peut calculer les coordonnées des points déterminés par intersection en avant et par „points doubles", directement, en fonction des éléments connus — coordonnées des points anciens et angles ou directions mesurées en terrain pour les points nouveaux — en utilisant une nouvelle méthode basée sur le calcul vectoriel et en employant les nombres complexes.

2. Quant au problème du récoupement, on connaît nombre de procédés différents de calcul, parmi lesquels celui proposé en [6]. Dans ce qui suit on présente une variante plus avantageuse.

En considérant les conditions caractéristiques habituelles [6], on considère comme éléments connus (Fig. 1), hors les angles d'orientations θ_{AB}, θ_{BC} et les longueurs a, b des côtés definis par les anciens points A, B, C.

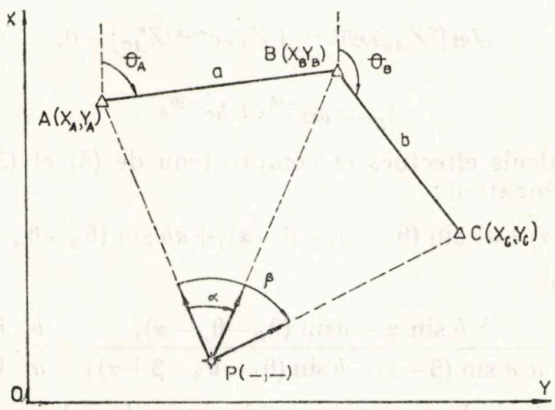


Fig. 1

Si l'on utilise dans les calculs les vecteurs et les nombres complexes on obtient les coordonnées X_P, Y_P du nouveau point P, en fonction des

angles mesurés (α, β), des valeurs connues $(X_A, X_B, X_C, Y_A, Y_B, Y_C)$ et des valeurs obtenues en fonction des coordonnées connues $(a, b, \theta_{AB}, \theta_{BC})$.

3. Les expression qui utilisent les vecteurs sont susceptibles à être exprimées sous différantes formes à l'aide des nombres complexes, à savoir :

$$(1) \qquad Z_{AB}=Z_{PB}-Z_{PA},\ Z_{BC}=Z_{PC}-Z_{PB},\ Z_{AC}=Z_{PC}-Z_{PA},$$

avec

$$(2) \qquad Z_{PB}=Z_{PA}\mu e^{i\alpha},\ Z_{PC}=Z_{PA}\lambda e^{i\beta}, \qquad (3)\quad Z_{AB}=ae^{i\theta_A},\ Z_{BC}=be^{i\theta_B}$$

et par conséquent

$$(1_1) \qquad Z_{AB}=Z_{PA}(\mu e^{i\alpha}-1),\quad Z_{BC}=Z_{PA}(\lambda e^{i\beta}-\mu e^{i\alpha}),\quad Z_{AC}=Z_{PA}(\lambda e^{i\beta}-1),$$

$$(3_1) \qquad Z_{AC}=Z_{AB}+Z_{BC}=ae^{i\theta_A}+be^{i\theta_B}.$$

Pour déterminer les paramètres μ, λ, nécessaires lorsqu'on utilise les relations (1_1), on procède comme suit :

a) On effectue le rapport :

$$(4) \qquad \frac{Z_{AB}}{Z_{BC}}=\frac{\mu e^{i\alpha}-1}{\lambda e^{i\beta}-\mu e^{i\alpha}}=\frac{\mu-e^{-i\alpha}}{\lambda e^{i(\beta-\alpha)}-\mu}$$

d'où il résulte

$$(4_1) \qquad Z_{AB}\lambda e^{i(\beta-\alpha)}+Z_{BC}e^{-i\alpha}=\mu(Z_{AB}+Z_{BC})=\mu Z_{AC}.$$

b) On multiplie l'expression obtanue avec Z^*_{AC} :

$$(5) \qquad Z^*_{AC}[Z_{AB}\lambda e^{i(\beta-\alpha)}+Z_{BC}e^{-i\alpha}]=\mu|Z_{AC}|^2$$

et on impose la condition évidente que le coefficient de la partie imaginaire soit nul :

$$(5_1) \qquad \mathcal{I}m\{[Z_{AB}\lambda e^{i(\beta-\alpha)}+Z_{BC}e^{-i\alpha}]Z^*_{AC}\}=0,$$

où

$$Z^*_{AC}=ae^{-i\theta_A}+be^{-i\theta_B}.$$

c) Tous calculs effectués et compte tenu de (3) et (3_1), la condition (5) conduit à l'équation :

$$(6) \qquad \lambda[a^2\sin(\beta-\alpha)+ab\sin(\theta_A-\theta_B+\beta-\alpha)]+ab\sin(\theta_B-\theta_A-\alpha)-b^2\sin\alpha=0$$

ayant la solution

$$(7) \qquad \lambda=\frac{b[b\sin\alpha-a\sin(\theta_B-\theta_A-\alpha)]}{a[a\sin(\beta-\alpha)-b\sin(\theta_B-\theta_A-\beta+\alpha)]}=\frac{b}{a}\cdot\frac{U}{W}.$$

d) Pour obtenir le paramètre μ on divise la relation (4_1) par $e^{i(\beta-\alpha)}$:

$$(8) \qquad Z_{AB}\lambda+Z_{BC}e^{-i\beta}=\mu Z_{AC}e^{-i(\beta-\alpha)}.$$

On multiplie ensuite (8) avec $Z^*_{AB}=ae^{-i\theta_A}$ et compte tenu de (3) et (3_1), en annulant le coefficient de la partie imaginaire :

$$(8_1) \qquad \mathcal{I}m\,\{[\mu Z_{AC}e^{-i(\beta-\alpha)}-Z_{BC}e^{-i\beta}]Z^*_{AB}\}=0$$

on obtient l'équation

$$(9) \qquad \mu[-a^2\sin(\beta-\alpha)+ab\sin(\theta_B-\theta_A-\beta+\alpha)]-ab\sin(\theta_B-\theta_A-\beta)=0$$

avec la solution :

$$(10) \qquad \mu=\frac{b\sin(\theta_B-\theta_A-\beta)}{[b\sin(\theta_B-\theta_A-\beta+\alpha)-a\sin(\beta-\alpha)]}=\frac{V}{-W}.$$

4. Les coordonnées du point nouveau, P, s'obtiennent en utilisant les relations vectorielles

$$(11) \qquad Z_P=Z_A+Z_{AB},\quad Z_P=Z_B+Z_{BP},\quad Z_P=Z_C+Z_{CP}$$

qui selon les relations (1), (1_1) et (3_1) deviennent

$$(11_1) \qquad Z_P=Z_A+\frac{Z_{AB}}{1-\mu e^{i\alpha}},\quad Z_P=Z_B+\frac{Z_{AB}e^{i\alpha}}{1-\mu e^{i\alpha}},\quad Z_P=Z_C+\frac{Z_{AB}\lambda e^{i\beta}}{1-\mu e^{i\alpha}},$$

$$(11_2) \qquad Z_P=Z_A+\frac{Z_{AC}}{1-\lambda e^{i\beta}},\quad Z_P=Z_C+\frac{Z_{AC}\lambda e^{i\beta}}{1-\lambda e^{i\beta}}.$$

Une solution est possible en effectuant la moyenne arithmétique des premières trois expressions, pour tenir compte de tous les trois points, mais y interviennent tous les deux paramètres et par conséquent ce procédé n'apparaît pas comme avantageux, tout comme la moyenne arithmétique des dernières expressions de (11) pour les déterminations par rapport aux points B et C.

Pratiquement on effectue la moyenne arithmétique des deux premières relations de (11_1) qui contiennent le paramètre μ et on utilise les relations (11_2) dans lesquelles interviennent le paramètre λ, ce procédé en permettant aussi une vérification du calcul effectué. Une autre possibilité est basée sur des déterminations singulaires en considérant à la fois une seule relation seulement.

a) Ainsi de (11_1), après la séparation de la partie réelle et de celle imaginaire, on obtient :

$$(12) \qquad X_P=\frac{1}{2}(X_A+X_B+gX_{AB}-hY_{AB}),\quad Y_P=\frac{1}{2}(Y_A+Y_B+gY_{AB}+hX_{AB}),$$

où

$$(12_1) \qquad g=\frac{1-\mu^2}{K_\mu},\quad h=\frac{2\mu\sin\alpha}{K_\mu},\quad K_\mu=1+\mu^2-2\mu\cos\alpha.$$

Pour vérifier l'exactitude du calcul on considère les relations (11_2) et d'une manière analogue il résulte :

$$(13) \qquad X_P=\frac{1}{2}(X_A+X_C+g_cX_{AC}-h_cY_{AC}),\quad Y_P=\frac{1}{2}(Y_A+Y_C+g_cY_{AC}+h_cX_{AC}),$$

où

$$(13_1) \qquad g_c=\frac{1-\lambda^2}{K_\lambda},\quad h_c=\frac{2\lambda\sin\beta}{K_\lambda},\quad K_\lambda=1+\lambda^2-2\lambda\cos\beta.$$

b) De chaque relation, par rapport au point A ou B, avec μ comme paramètre et par rapport ou point A ou C, avec λ comme paramètre, il résultent une série de coordonnées qui permettent la vérification du calcul :

$$(14) \qquad X_P = X_A + \bar{g} X_{AB} - \bar{h} Y_{AB}, \qquad Y_P = Y_A + \bar{g} Y_{AB} + \bar{h} X_{AB}$$

avec

$$\bar{g} = \frac{1 - \mu \cos \alpha}{K_\mu}, \quad \bar{h} = \frac{\mu \sin \alpha}{K_\mu};$$

$$(15) \qquad X_P = X_B + \bar{g}_c X_{AB} - \bar{h}_c Y_{AB}, \qquad Y_P = Y_B + \bar{g}_c Y_{AB} + \bar{h}_c X_{AB}$$

avec

$$\bar{g}_c = \frac{\cos \alpha - \mu^2}{K_\mu}, \quad \bar{h}_c = \bar{h},$$

ou bien

$$(16) \qquad X_P = X_A + k X_{AC} - l Y_{AC}, \qquad Y_P = Y_A + k Y_{AC} + l X_{AC},$$

avec

$$k = \frac{1 - \lambda \cos \beta}{K_\lambda}, \quad l = \frac{\lambda \sin \beta}{K_\lambda};$$

$$(17) \qquad X_P = X_C + k_c X_{AC} - l_c Y_{AC}, \qquad Y_P = Y_C + k_c Y_{AC} + l_c X_{AC},$$

avec

$$k_c = \frac{\cos \beta - \lambda^2}{K_\lambda}, \quad l_c = l.$$

c) Dans tous les cas on détermine, en ordre, le paramètre, le dénominateur, les coefficients et puis les coordonnées.

d) En analysant les relations obtenues, (12)...(17), on observe que

$$(18) \qquad \bar{g} + \bar{g}_c = g, \quad \bar{h} + \bar{h}_c = h, \quad k + k_c = g_c, \quad l + l_c = h_c.$$

5. Les expressions obtenues ci-dessus peuvent être présentées, toutefois, sous une forme adéquate au calcul cumulé à l'ordinateur. Ainsi les relations (12), (14) et (15) deviennent :

$$(19) \qquad \begin{cases} X_P = \dfrac{X_B + \mu^2 X_A - \mu (X_A + X_B) \cos \alpha - \mu Y_{AB} \sin \alpha}{K_\mu}, \\ Y_P = \dfrac{Y_B + \mu^2 Y_A - \mu (Y_A + Y_B) \cos \alpha + \mu X_{AB} \sin \alpha}{K_\mu}, \end{cases}$$

tandis que les relations (13), (16) et (17) conduisent à

$$(20) \qquad \begin{cases} X_P = \dfrac{X_C + \lambda^2 X_A - \lambda (X_A + X_C) \cos \beta - \lambda Y_{AC} \sin \beta}{K_\lambda}, \\ Y_P = \dfrac{Y_C + \lambda^2 Y_A - \lambda (Y_A + Y_C) \cos \beta + \lambda X_{AC} \sin \beta}{K_\lambda}. \end{cases}$$

De cette façon on calculera aussi, en ordre, la paramètre, le dénominateur et puis les coordonnées.

6. La vérification de la détermination du point nouveau P avec la quatrième visée (fig. 2) vers le point D est assurée avec les relations pré-

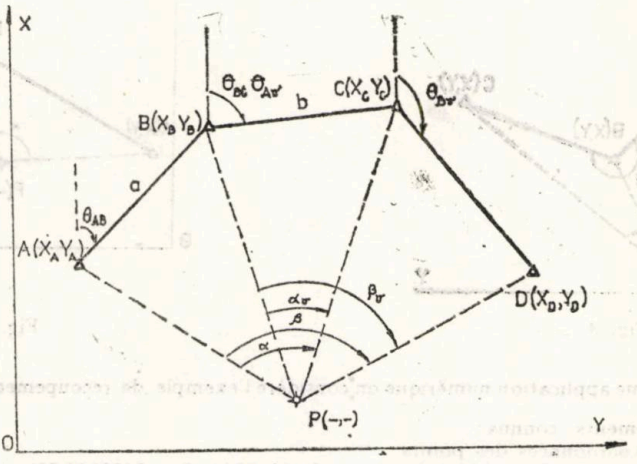


Fig. 2

sentées ci-dessus, dans lesquelles interviennent les éléments qui correspondent aux points considérés. Ainsi, dans le cas de l'utilisation des visées vers les points B, C, D, on considère les coordonnées de ces points et les angles correspondants $\alpha_v=\beta-\alpha$, $\beta_v=\gamma-\alpha$, $\beta_v-\alpha_v=\gamma-\beta$; les paramètres μ, λ seront calculés à l'aide des longueurs $a_v=b$, $b_v=c$ et des angles d'orientations $\theta_{Av}=\theta_B$, $\theta_{Bv}=\theta_C$ des directions BC et CD définis par les trois points B, C, D.

Puis on passe au calcul des coordonnées, en utilisant les coordonnées connues $(X_B, X_C, X_D, Y_B, Y_C, Y_D)$ et les différences des coordonnées $(X_{BC}, X_{BD}, Y_{BC}, Y_{BD})$.

7. On constate que le procédé proposé dans cette Note présente les même avantages que celles mentionnés dans les travaux antérieurs [4]... ...[6]. En outre :

a) Les expressions des paramètres sont beaucoup plus simples que celles présentées dans [6].

b) Les valeurs des angles d'orientation θ_A, θ_B et des côtés a, b, qui d'habitude sont connues, peuvent être obtenues d'une façon très simple, comme fonctions des coordonnées des points A, B, C.

c) L'emploi des lignes trigonométriques sinus et cosinus est plus avantageux en permettant une meilleure precision lorsqu'on travaille à l'aide des moyens de calcul habituels, qui mettent à la disposition — autant qu'il est nécessaire d'ailleurs — les valeurs naturelles avec 5...6 décimales.

d) Contrairement à la solution proposée dans la Note antérieure [6], ici sont possibles quelques discussions concernant les cas défavorables.

Ainsi, des expressions des paramètres, l'égalité $\theta_B-\theta_A-\beta=0$ conduit à $\theta_B-\theta_A=\gamma\leq\beta$, c'est-à-dire la nécessité des visées moyennes courtes (Fig. 3 et 4) par rapport aux autres visées, pour éviter le cas critique [7], [8].

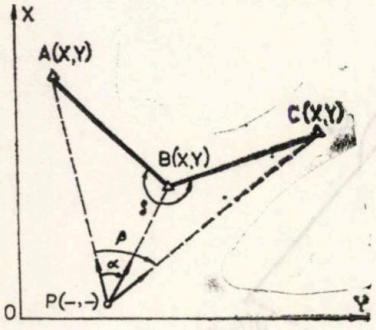


Fig. 3

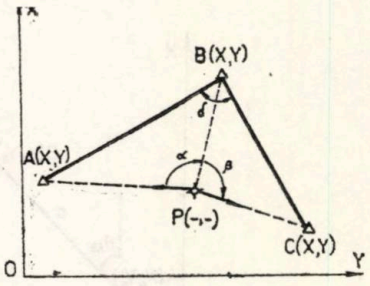


Fig. 4

8. Comme application numérique on considère l'exemple de recoupement de [8] :

8.1. Eléments connus :

a) Les coordonnées des points :

A (5025462,05 ; 5419982,14), *B* (5027045,62 ; 5422264,75),
C (5025773,48 ; 5424142,81), *D* (5022983,46 ; 5422061,36).

b) Les angles mesurés dans le point nouveau (fig. 5) :

$$\alpha=95^g,6392,\quad \beta=165^g,1825,\quad \gamma=283^g16\ 17\ ;$$

$$\alpha_v=\beta-\alpha=69^g,5433,\quad \beta_v=\gamma-\alpha=187^g,5225,\quad \beta_v-\alpha_v=\gamma-\beta=117^g,9792.$$

8.2. Dans les calculs préliminaires on détermine : a) les différences X_{ij}, Y_{ij} ; b) les sommes X_i+X_j, Y_i+Y_j, ; c) les angles d'orientation θ_A, θ_B et des côtés a, b si ces grandeurs ne sont pas connues, ainsi que les angles θ_v, θ_r afin de vérifier le calcul ; d) les expressions $\theta_B-\theta_A-\alpha$, $\theta_B-\theta_A-\beta$, $\theta_B-\theta_A-(\beta-\alpha)$, pour chaque groupe de trois points ; e) les sinus et cosinus pour les angles qui interviennent dans les calculs suivants.

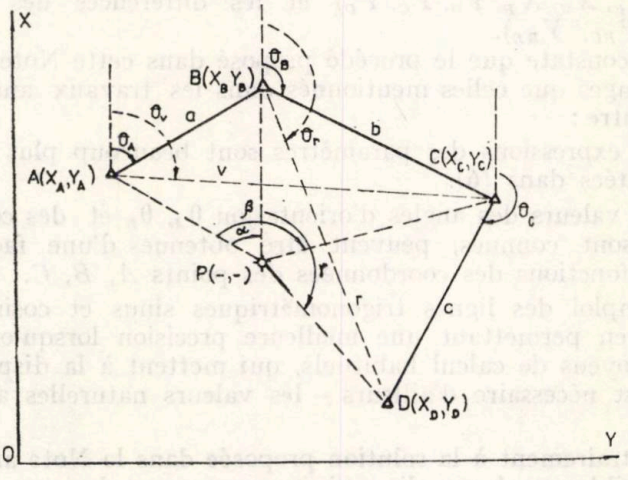


Fig. 5

8.3. On détermine par rapport aux points A, B, C :

a) les paramètres, avec (7) et (10) :

$$\mu = 1{,}0064070, \qquad \lambda = 1{,}1355521.$$

b) les coefficients, à l'aide de (12_1) et (13_1) :

$$g = -0{,}0068557, \quad h = 1{,}0709343, \quad g_c = -0{,}684458, \quad h_c = 0{,}2792638.$$

c) les coordonnées du point P avec (12) et (13) :

$$X_P = 5025026{,}144, \qquad X_P = 5025026{,}145,$$
$$Y_P = 5421963{,}570; \qquad Y_P = 5421963{,}570.$$

8.4. On détermine par rapport aux points B, C, D, comme vérification :

a) les paramètres :

$$\mu_v = 1{,}1284083, \qquad \lambda_v = 1{,}0016773 ;$$

b) les coefficients :

$$g_v = -0{,}2214195, \quad h_v = 1{,}6230937, \quad g_{cv} = -0{,}0008460, \quad h_{cv} = 0{,}0983131 ;$$

c) les coordonnées du point P :

$$X_P = 5025026{,}254, \qquad X_P = 5025026{,}254 ;$$
$$Y_P = 5421963{,}459, \qquad Y_P = 5421963{,}459 .$$

8.5. Autres déterminations possibles :

a) Par rapport aux points A, B, D, les paramètres : $\mu_1 = 1{,}0065066$, $\lambda_1 = 1{,}0080021$; les coefficients: $g_1 = -0{,}0069619$, $h_1 = 1{,}0709334$, $g_{1c} = -0{,}006184$, $h_{1c} = -0{,}7651673$; les coordonnées : $X_P = 5025026{,}061$, $Y_P = 5421963{,}448$, $X_P = 5025026{,}060$, $Y_P = 5421963{,}446$.

b) Par rapport aux points A, C, D les paramètres : $\mu_{1v} = 1{,}1357398$, $\lambda_{1v} = 1{,}0080787$; les coefficients : $g_{1v} = -0{,}0685346$, $h_{1v} = 0{,}2792607$, $g_{1cv} = -0{,}0063786$, $h_{1cv} = -0{,}7651670$; les coordonnées : $X_P = 5025026{,}138$, $Y_P = 5421963{,}385$, $X_P = 5025026{,}135$, $Y_P = 5421963{,}383$.

8.6. Évidemment il est possible à effectuer des calculs semblables à l'aide des relations (14), (15) ou (16), (17) en suivant le procédé indiqué dans le § 4 c.

8.7. Quand on applique le calcul cummulé (18) ou (19) on procède selon les indications données dans le § **5.**

Reçue le 12 mars 1981

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie et
Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Borș C., *Numere complexe.* Ed. Tehn., Buc., 1967.
2. Botez M., *Contribution dans le problème de l'intersection topographique inverse.* Bul. Inst. polit., Iași, **I**, *1* (1946).
3. Mihăileanu N., *Utilizarea numerelor complexe în geometrie.* Ed. Tehn., Buc., 1968.
4. Popa E., *L'utilisation des nombres complexes à la résolution des problèmes de topographie.* Bul. Inst. polit., Iași, **XI (XV)**, *1—2* (1965).
5. Popa E., *Determinarea punctelor duble cu ajutorul calculului vectorial și numerelor complexe.* Bul. Inst. polit., Iași, **XVIII (XXII)**, *3—4* (1972).
6. Popa E., *Aplicarea calculului vectorial și a numerelor complexe la rezolvarea problemelor de retrointersecții folosite în determinări de puncte topografice.* Bul. Inst. polit., Iași, **XXI (XXV)**, *1—2*, s. V (1975).

7. P o p a E., *Contribuţii asupra aplicării calculului vectorial şi numerelor complexe la rezolvarea unor probleme de topografie şi geodezie.* Thèse, Inst, de Génie Civil, Bucarest, 1979.
8. R u s s u A., *Topografie cu elemente de geodezie şi fotogrametrie.* Ed. Agrosilvică, Buc., 1968.
9. S i m i o n e s c u G. ş.a., *Aplicaţiile calculului vectorial în geometrie.* EDP, Buc., 1975,
10. Y a g l o m M. I., *Les nombres complexes et leurs applications en géométrie.* Dunod, Paris. 1966.

CALCULUL COORDONATELOR PUNCTELOR TOPOGRAFICE, DETERMINATE PRIN RETROINTERSECŢIE, UTILIZÎND CALCULUL VECTORIAL ŞI NUMERELE COMPLEXE (II)

(Rezumat)

Se propune un procedeu de rezolvare a retrointersecţiei la care se menţin aprecierile din precedentul articol [6] cu menţionarea utilizării unor elemente cunoscute — orientări şi laturi — sau calculabile din coordonatele cunoscute. Sînt astfel obţinute expresii mai simple pentru parametri.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. D. 526 ; 624

LA PRÉCISION DU VECTEUR DÉPLACEMENT DES CONSTRUCTIONS DÉTERMINÉ PAR DES MESURES INDIRECTES CORRÉLÉES

PAR

GH. NISTOR

1. Introduction

Afin d'étudier le comportement des constructions on détermine le vecteur déplacement horizontal à l'aide de la variation des angles horizontaux mesurés dans les points fixes du réseau de microtriangulation pour chaque cycle d'observations. Puisqu'au terrain on mesure la valeur des directions et non celle des angles, qui en dépendent des premiers, en vue d'obtenir des solutions rigoureuses, dans le sens de la méthode des moindres carrés, on a proposé des relations quantitatives, tout en compensant le réseau de microtriangulation à l'aide de la méthode des mesures indirectes corrélées [1].

Vu que les valeurs des déplacements et des déformations horizontalles des constructions sont en général assez petites, il est tout à fait obligatoire de connaître tant *a priori* qu'aussi *a posteriori* la précision de leur détermination. Dans cette Note on propose un modèle mathématique qui permet une analyse complète de la précision du vecteur déplacement horizontal des constructions, déterminé par des mesures indirectes corrélées et qui complète l'algorythme de calcul présenté dans une Note antérieure [1].

2. Modèle mathématique pour l'analyse de la précision du vecteur déplacement horizontal

Comme a été souligné dans la Note [1], pour surveiller le comportement des constructions il n'est plus nécessaire de calculer les coordonnées rectangulaires compensées des points de contrôle des deux cycles d'observations car les composantes du vecteur déplacement horizontal résultent directement comme différences des corrections des coordonnées qu'on obtient dans les deux cycles d'observations :

$$(1) \qquad X_{k1} = X^1_{k1} - X^0_{k1} = \begin{bmatrix} \Delta X_{11} - \Delta X_{01} \\ \Delta Y_{11} - \Delta Y_{01} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \Delta X_{1N} - \Delta X_{0N} \\ \Delta Y_{1N} - \Delta Y_{0N} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta X_1 \\ \Delta Y_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \Delta X_N \\ \Delta Y_N \end{bmatrix}.$$

L'analyse de cette relation fournit la conclusion que l'évaluation de la précision des composantes du vecteur déplacement va se faire en fonction de la précision avec la quelle on détermine le vecteur des corrections des coordonnées dans chaque cycle d'observations.

Dans chaque cycle d'observations, en vue de l'évaluation de la précision des résultats des observations, il en est nécessaire de calculer les éléments suivants : l'erreur de l'unité de poids, les erreurs quadratiques moyennes des corrections des coordonnées, les demiaxes et les orientations des ellipses des erreurs.

Dans le cicle initial d'observations il s'agit de :

1. *L'erreur de l'unité de poids*, égale a l'erreur moyenne quadratique d'un angle mesuré, donnée par

$$\bar{m}_0^0 = \pm \sqrt{\frac{(e_{1n}^0)^T (\bar{Q}_{nn}^0)^{-1} e_{n1}^0}{n-k}}, \tag{2}$$

où

$$(e_{1n}^0)^T (\bar{Q}_{nn}^0)^{-1} e_{n1}^0 = (\bar{L}_{1n}^0)^T \bar{Q}_{nn}^0 \bar{L}_{n1}^0 + (X_{1k}^0)^T (\bar{A}_{kn})^T (\bar{Q}_{nn}^0)^{-1} \bar{L}_{n1}^0 . \tag{3}$$

2. *Les erreurs moyennes quadratiques des corrections des coordonnées*, calculeés à l'aide de la matrice :

$$(\bar{M}_X^0)^2 = (\bar{m}_0^0)^2 \bar{\bar{Q}}_{kk}^0 , \tag{4}$$

où : $\bar{m}_0^0$ représente l'erreur de l'unité de poids et $\bar{\bar{Q}}_{kk}^0$ est la matrice des coefficients de poids:

$$\bar{\bar{Q}}_{kk}^0 = (\bar{\bar{N}}_{kk}^0)^{-1} = \begin{bmatrix} \bar{\bar{Q}}_{X_1X_1}^0 & \bar{\bar{Q}}_{X_1Y_1}^0 & \dots & \bar{\bar{Q}}_{X_1X_N}^0 & \bar{\bar{Q}}_{X_1Y_N}^0 \\ \bar{\bar{Q}}_{X_1Y_1}^0 & \bar{\bar{Q}}_{Y_1Y_1}^0 & \dots & \bar{\bar{Q}}_{X_NY_1}^0 & \bar{\bar{Q}}_{Y_1Y_N}^0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\bar{Q}}_{X_1X_N}^0 & \bar{\bar{Q}}_{X_NY_1}^0 & \dots & \bar{\bar{Q}}_{X_NX_N}^0 & \bar{\bar{Q}}_{X_NY_N}^0 \\ \bar{\bar{Q}}_{X_1Y_N}^0 & \bar{\bar{Q}}_{Y_1Y_N}^0 & \dots & \bar{\bar{Q}}_{X_NY_N}^0 & \bar{\bar{Q}}_{Y_NY_N}^0 \end{bmatrix} . \tag{5}$$

On peut mettre la matrice (4) sous la forme équivalente :

$$(\bar{M}_X^0)^2 = (\bar{m}_0^0)^2 \bar{\bar{Q}}_{kk}^0 = \begin{bmatrix} (\bar{m}_{X_1X_1}^0)^2 & (\bar{m}_{X_1Y_1}^0)^2 & \dots & (\bar{m}_{X_1X_N}^0)^2 & (\bar{m}_{X_1Y_N}^0)^2 \\ (\bar{m}_{X_1Y_1}^0)^2 & (\bar{m}_{Y_1Y_1}^0)^2 & \dots & (\bar{m}_{X_NY_1}^0)^2 & (\bar{m}_{Y_1Y_N}^0)^2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ (\bar{m}_{X_1X_N}^0)^2 & (\bar{m}_{X_NY_1}^0)^2 & \dots & (\bar{m}_{X_NX_N}^0)^2 & (\bar{m}_{X_NY_N}^0)^2 \\ (\bar{m}_{X_1Y_N}^0)^2 & (\bar{m}_{Y_1X_N}^0)^2 & \dots & (\bar{m}_{X_NY_N}^0)^2 & (\bar{m}_{Y_NY_N}^0)^2 \end{bmatrix} . \tag{6}$$

Pour un point de contrôle j, ($j = 1,2,\dots, N$), les erreurs moyennes quadratiques des corrections des coordonnées seront

$$\bar{m}_{X_j}^0 = \pm \bar{m}_0^0 \sqrt{\bar{\bar{Q}}_{X_jX_j}^0} = \pm \sqrt{(\bar{m}_{X_jX_j}^0)^2}, \tag{7}$$

$$\bar{m}_{Y_j}^0 = \pm \bar{m}_0^0 \sqrt{\bar{\bar{Q}}_{Y_jY_j}^0} = \pm \sqrt{(\bar{m}_{Y_jY_j}^0)^2}. \tag{8}$$

Vu que les erreurs moyennes quadratiques ne caractérisent pas d'une manière satisfaisante la précision avec laquelle on détermine les points de contrôle [2], nous allons calculer les éléments des ellipses des erreurs moyennes quadratiques à l'aide de la matrice $(\overline{M}_X^0)^2$ exprimée par (4), en utilisant les formules connues [3] et en obtenant ainsi une estimation plus complète de la précision. Il en résulte les demiaxes pour le point j, à savoir :

$$(9)\qquad \overline{A}_j^0 = \pm\overline{m}_0^0 \sqrt{\frac{1}{2}(\overline{\overline{Q}}_{X_jX_j}^0 + \overline{\overline{Q}}_{Y_jY_j}^0 + \overline{\overline{q}}_j^0)} = \pm \sqrt{\frac{1}{2}[(\overline{m}_{X_jX_j}^0)^2 + (\overline{m}_{Y_jY_j}^0)^2 + \overline{\overline{q}}_j^0]},$$

$$(10)\qquad \overline{B}_j^0 = \pm\overline{m}_0^0 \sqrt{\frac{1}{2}(\overline{\overline{Q}}_{X_jX_j}^0 + \overline{\overline{Q}}_{Y_jY_j}^0 - \overline{\overline{q}}_j^0)} = \pm \sqrt{\frac{1}{2}[(\overline{m}_{X_jX_j}^0)^2 + (\overline{m}_{Y_jY_j}^0)^2 - \overline{\overline{q}}_j^0]},$$

avec

$$(11)\qquad \overline{\overline{q}}_j^0 = \sqrt{(\overline{\overline{Q}}_{X_jX_j}^0 - \overline{\overline{Q}}_{Y_jY_j}^0)^2 + 4(\overline{\overline{Q}}_{X_jY_j}^0)^2} = \sqrt{[(\overline{m}_{X_jX_j}^0)^2 + (\overline{m}_{Y_jY_j}^0)^2]^2 + 4(\overline{m}_{X_jY_j}^0)^4}.$$

De même, les orientations $\overline{\theta}_j^0$ et $\overline{\theta}_j^0 + 100^g$ des demi-axes de l'ellipse des erreurs sont

$$(12)\qquad \operatorname{tg} 2\overline{\theta}_j^0 = \frac{2\overline{\overline{Q}}_{X_jY_j}^0}{\overline{\overline{Q}}_{X_jX_j}^0 - \overline{\overline{Q}}_{Y_jY_j}^0} = \frac{2(\overline{m}_{X_jY_j}^0)^2}{(\overline{m}_{X_jX_j}^0)^2 - (\overline{m}_{Y_jY_j}^0)^2}.$$

Les erreurs qui caractérisent les valeurs compensées pour le cycle actuel d'observations, sont les suivantes :

1. *L'erreur de l'unité de poids*, exprimée par

$$(13)\qquad \overline{m}_0^1 = \pm \sqrt{\frac{(e_{1n}^1)^T\ (\overline{\overline{Q}}_{nn}^1)^{-1}\ e_{n1}^1}{n-k}},$$

où

$$(14)\qquad (e_{1n}^1)^T\,(\overline{\overline{Q}}_{nn}^1)^{-1}\,e_{n1}^1 = (\overline{L}_{1n}^1)^T\overline{\overline{Q}}_{nn}^1\overline{L}_{n1}^1 + (X_{1k}^1)^T(\overline{A}_{kn})^T(\overline{\overline{Q}}_{nn}^1)^{-1}\overline{L}_{n1}^1.$$

2. *Les erreurs moyennes quadratiques des corrections des coordonnées*, calculées à l'aide de la matrice

$$(15)\qquad (\overline{M}_X^1)^2 = (\overline{m}_0^1)^2\,\overline{\overline{Q}}_{kk}^1.$$

Dans le cycle actuel, la matrice des coefficients de poids, $\overline{\overline{Q}}_{kk}^1$ et la matrice des erreurs moyennes quadratiques des corrections des coordonnées, $(\overline{M}_X^1)^2$, sont similaires à celles du cycle initial, exprimées par les relations (5) et respectivement (6).

Pour le même point de contrôle, j, appartenant à la construction, les erreurs moyennes quadratiques des corrections sont exprimées par

$$(16)\qquad \overline{m}_{X_j}^1 = \pm\overline{m}_0^1\sqrt{\overline{\overline{Q}}_{X_jX_j}^1} = \pm\sqrt{(\overline{m}_{X_jX_j}^1)^2},$$

$$(17)\qquad \overline{m}_{Y_j}^1 = \pm\overline{m}_0^1\sqrt{\overline{\overline{Q}}_{Y_jY_j}^1} = \pm\sqrt{(\overline{m}_{Y_jY_j}^1)^2};$$

les demi-axes de l'ellipse des erreurs moyennes quadratiques sont données par

$$(18)\quad \overline{A}_j^1=\pm\overline{m}_0^1\sqrt{\frac{1}{2}(\overline{\overline{Q}}_{X_jX_j}^1+\overline{\overline{Q}}_{Y_jY_j}^1+\overline{\overline{q}}_j^1)}=\pm\sqrt{\frac{1}{2}[(\overline{m}_{X_jX_j}^1)^2+(\overline{m}_{Y_jY_j}^1)^2+\overline{\overline{q}}_j^1]},$$

$$(19)\quad \overline{B}_j^1=\pm\overline{m}_0^1\sqrt{\frac{1}{2}(\overline{\overline{Q}}_{X_jX_j}^1+\overline{\overline{Q}}_{Y_jY_j}^1-\overline{\overline{q}}_j^1)}=\pm\sqrt{\frac{1}{2}[(\overline{m}_{X_jX_j}^1)^2+(\overline{m}_{Y_jY_j}^1)^2-\overline{\overline{q}}_j^1]},$$

$$(20)\quad \overline{\overline{q}}_j^1=\sqrt{(\overline{Q}_{X_jX_j}^1-\overline{Q}_{Y_jY_j}^1)^2+4(\overline{\overline{Q}}_{X_jY_j}^1)^2}=\sqrt{[(\overline{m}_{X_jX_j}^1)^2+(\overline{m}_{Y_jY_j}^1)^2]^2+4(\overline{m}_{X_jY_j}^1)^4},$$

pendant que les orientations $\overline{\theta}_j^1$ et $\overline{\theta}_j^1+100^g$ des demi-axes de l'ellipse des erreurs peuvent être calculées à l'aide de la formule:

$$(21)\quad \operatorname{tg}2\overline{\theta}_j^1=\frac{2\overline{\overline{Q}}_{X_jY_j}^1}{\overline{\overline{Q}}_{X_jX_j}^1-\overline{\overline{Q}}_{Y_jY_j}^1}=\frac{2(\overline{m}_{X_jY_j}^1)^2}{(\overline{m}_{X_jX_j}^1)^2-(\overline{m}_{Y_jY_j}^1)^2}.$$

Ayant en vue que les composantes du vecteur déplacement horizontal des points de contrôle, sur la construction soumise à l'observation, résultent directement comme différences des corrections des coordonnées obtenues comme suite des compensations des cycles actuel et initial, pour conduire le calcul des erreurs moyennes quadratiques des composantes du vecteur déplacement on doit utiliser la formule qui permet à obtenir l'erreur d'une fonction contenant explicitement les corrections des coordonnées. Ainsi, pour le point de contrôle j, ($j=1, 2, \ldots, N$), les composantes des déplacements sont exprimées par :

$$(22)\quad \Delta X_j=\Delta X_{1j}-\Delta X_{0j},\qquad (23)\quad \Delta Y_j=\Delta Y_{1j}-\Delta Y_{0j}.$$

Les erreurs moyennes quadratiques des composantes du vecteur déplacement vont être calculées à l'aide des erreurs des corrections des coordonnées dans les deux cycles d'observations, données par (7), (8), (16) et (17), en utilisant les formules

$$(24)\quad \overline{m}_{\Delta X_j}=\sqrt{(\overline{m}_{X_j}^0)^2+(\overline{m}_{X_j}^1)^2},\qquad (25)\quad \overline{m}_{\Delta Y_j}=\sqrt{(\overline{m}_{Y_j}^0)^2+(\overline{m}_{Y_j}^1)^2}.$$

Le vecteur déplacement horizontal de chaque point de contrôle doit être calculé à l'aide des composantes le long des deux axes, en utilisant la relation (31) de [1]. Pour le point j de contrôle, le vecteur déplacement est

$$(26)\quad L_j=\sqrt{\Delta X_j^2+\Delta Y_j^2}$$

et l'erreur moyenne quadratique correspondante

$$(27)\quad \overline{m}_{Lj}=\sqrt{(\overline{m}_{\Delta X_j})^2+(\overline{m}_{\Delta Y_j})^2}.$$

Pour l'erreur moyenne quadratique de l'orientation du vecteur déplacement, exprimée par la relation (32) de [1], on peut appliquer la formule des erreurs moyennes quadratiques pour une fonction des éléments compensés, mais elle ne présente un pas intérêt particulier dans le problème

étudié ici, vu que les orientations doivent être connues avec un précision d'un seul degré.

3. Conclusions

1. Le modèle mathématique proposé permet une analyse rigoureuse de la précision avec laquelle on détermine le vecteur déplacement horizontal des constructions en utilisant les mesures indirectes corrélées, tant *a priori*, pendant l'étape de l'élaboration des plans du réseau de microtriangulation, de même qu'*a posteriori*, quand on vérifie la précision des résultats concernant les éléments compensées.

2. Ainsi, durant l'élaboration des plans du réseau de microtriangulation à l'aide du quel on peut surveiller le comportement de la construction, utilisant la matrice des coefficients de poids (5) et aussi les matrices (4) et respectivement (6) si l'unité de poids et affectée d'erreur, il devient possible à établir les erreurs quadratiques tant au long des axes de coordonnées qu'aussi le long des directions pour lesquelles les erreurs sont maxima respectivement minima. Une analyse détaillée des résultats ainsi obtenus permet le choix anticipé du réseau optimal de microtriangulation, parmi plusieures variantes étudiées, de même que le choix de la précision avec laquelle on devra effectuer les mesures sur le terrain.

3. Après la compensation du réseau dans les cycles initial et actuel d'observations, l'analyse de la précision des résultats compensés permet à vérifier la justesse de l'étude anticipé et aussi de constater si la précision avec laquelle on a obtenu le vecteur déplacement horizontal de la construction satisfait le exigences imposées par des pareils travaux.

Reçue le 14 mai 1981

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie et Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Nistor Gh., *Contribuţii la calculul deplasărilor construcţiilor folosind măsurători indirecte corelate.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXVI (XXX)**, *3—4*, s. V (1980).
2. Nistor Gh., *Optimizarea intersecţiei înainte.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XX(XXIV)**, *3—4*, s. V (1974).
3. Nistor Gh., Braier An., *Evaluarea preciziei vectorului deplasării construcţiilor determinat prin măsurări indirecte ponderate.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXIV (XXVIII)**, *1—2*, s. I (1978).

PRECIZIA VECTORULUI DEPLASĂRII CONSTRUCŢIILOR DETERMINAT PRIN MĂSURĂRI INDIRECTE CORELATE

(Rezumat)

Se prezintă modelul matematic pe baza căruia se analizează precizia vectorului deplasării construcţiilor, determinat prin măsurări indirecte corelate, folosind un algoritm de calcul prezentat într-o lucrare anterioară [1].

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ

C.D. 526.; 624.2

SUR UN NOUVEAU PROCÉDÉ DE CALCUL DES DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX DANS LE PROCESSUS DE L'OBSERVATION DURANT LE TEMPS DU COMPORTEMENT DES CONSTRUCTIONS

PAR

EUGEN POPA

1. L'importance et l'ampleur avec lesquelles est abordé le problème de l'observation des constructions sont remarqués dans toutes les oeuvres de spécialités. Quoiqu'on connaisse divers procédés de déterminaison et de calcul des déplacements horizontaux [1] ... [4], la préoccupation de trouver de nouveaux procédés est toujours présente.

2. Le nouveau procédé de calcul qui fait l'objet de cette Note est basée sur la différentiation des expressions spécifiques à l'obtention des coordonnées des points déterminés par intersection angulaire simple utilisée à la résolution de ce problème dans une Note antérieure [6].

Dans le cas d'un repère mobile, r, situé sur une construction mise en observation durant le temps, par rapport à un réseau d'appui et en fonction des angles mesurés (fig. 1), les coordonnées sont [6] :

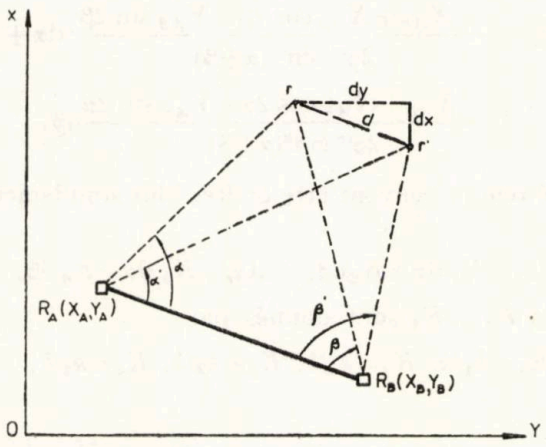


Fig. 1

$$(1)\quad X_P=\frac{1}{2}\left(X_A+X_B+c_1X_{AB}-d_1Y_{AB}\right),\quad Y_P=\frac{1}{2}\left(Y_A+Y_B+c_1Y_{AB}+d_1X_{AB}\right),$$

unde

$$(1_1) \qquad c_1 = -\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\alpha-\beta)}, \quad d_1 = \frac{\cos(\alpha+\beta)-\cos(\alpha-\beta)}{\sin(\alpha+\beta)}.$$

On détermine les différentielles des expressions (1), compte tenu de (1_1), par rapport à α, β, en résultant les déplacements dx_r, dy_r du point (repère mobile), r, pour suivi. On obtient :

$$(2) \quad \left.\begin{aligned} dx_r = \frac{1}{2}\Big\{ & -X_{AB}\frac{[\cos(\alpha-\beta)\sin(\alpha+\beta)-\cos(\alpha+\beta)\sin(\alpha+\beta)]}{\sin^2(\alpha+\beta)}d\alpha + \\ & + Y_{AB}\frac{[-\sin(\alpha-\beta)+\sin(\alpha+\beta)]\sin(\alpha+\beta)-\cos(\alpha+\beta)[\cos(\alpha-\beta)-\cos(\alpha+\beta)]}{\sin^2(\alpha+\beta)}d\alpha - \\ & - X_{AB}\frac{[-\cos(\alpha-\beta)\sin(\alpha+\beta)-\cos(\alpha+\beta)\sin(\alpha-\beta)}{\sin^2(\alpha+\beta)}d\beta + \\ & + Y_{AB}\frac{[\sin(\alpha-\beta)+\sin(\alpha+\beta)]\sin(\alpha+\beta)-\cos(\alpha-\beta)[\cos(\alpha-\beta)-\cos(\alpha+\beta)]}{\sin^2(\alpha+\beta)}d\beta\Big\}. \end{aligned}\right.$$

Tous les calculs effectués il résulte :

$$(2_1) \quad \left.\begin{aligned} dx_r = & \frac{Y_{AB}-Y_{AB}\cos 2\beta - X_{AB}\sin 2\beta}{2\rho^{cc}\sin^2(\alpha+\beta)}d\alpha + \\ & + \frac{Y_{AB}-Y_{AB}\cos 2\alpha + X_{AB}\sin 2\alpha}{2\rho^{cc}\sin^2(\alpha+\beta)}d\beta. \end{aligned}\right.$$

D'une façon analogue on obtient :

$$(2_2) \quad \left.\begin{aligned} dy_r = & \frac{-X_{AB}+X_{AB}\cos 2\beta - Y_{AB}\sin 2\beta}{2\rho^{cc}\sin^2(\alpha+\beta)}d\alpha + \\ & + \frac{-X_{AB}+X_{AB}\cos 2\alpha + Y_{AB}\sin 2\alpha}{2\rho^{cc}\sin^2(\alpha+\beta)}d\beta. \end{aligned}\right.$$

Les expressions obtenues peuvent être écrites plus simplement sous la forme équivalente :

$$(3) \qquad dx_r = K_1\,d\alpha + K_2\,d\beta, \qquad dy_r = K_3\,d\alpha + K_4\,d\beta,$$

où les coéfficients $K_1 \ldots K_4$ sont donnés par :

$$K_1 = k_1/k, \; K_2 = k_2/k, \; K_3 = k_3/k, \; K_4 = k_4/k,$$

avec

$$(3_1) \quad \left\{\begin{aligned} & k_1 = Y_{AB} - Y_{AB}\cos 2\beta - X_{AB}\sin 2\beta, \; k_2 = Y_{AB} - Y_{AB}\cos 2\alpha + X_{AB}\sin 2\alpha, \\ & k_3 = -X_{AB} + X_{AB}\cos 2\beta - Y_{AB}\sin 2\beta, \; k_4 = -X_{AB} + X_{AB}\cos 2\alpha + Y_{AB}\sin 2\alpha, \end{aligned}\right.$$

$$k = 2\rho^{cc}\sin^2(\alpha+\beta).$$

Observations. a) On observe que $d\alpha$, $d\beta$ représentent les différentielles des angles α, β mesurés dans les repères fixes R_A, R_B correspondant aux visées effectuées par rapport au repère mobile, r, en deux cycles succesifs. Évidemment, celles-ci sont obtenues en secondes ($1^{cc}=0{,}0001$ gon) et pour cette raison les expressions deviennent homogènes en les divisant par $\rho=636\,619{,}8^{cc}$.

b) Les expressions obtenues représentent les déplacements du repère, r, dans les directions des axes des coordonnées du système d'axes dans lequel les coordonnées des repères fixes sont déterminées.

c) Le déplacement total résulte de la forme :

$$dr=\sqrt{dx_r^2+dy_r^2}. \tag{4}$$

3. Quant aux expressions déduites, on peut faire les précisions ci-dessous :

a) Elles sont générales quelle que soit la position des repères fixes et mobiles.

b) Les coefficients K_i doivent être calculés une seule fois, au début, avec 5 ... 6 décimales.

c) Pour obtenir les déplacement en milimètres, on multiplie les coefficients K_i par 1 000.

d) Les valeurs naturelles des fonctions trigonometriques qui interviennent dans les expressions des coefficients sont introduites, comme d'habitude, avec 5 ... 6 décimales.

e) Les variations angulaires $d\alpha$, $d\beta$ résultent, pour chaque cycle d'observation, de la différence des angles α. β, mesurés en deux cycles successifs, dans les repères fixes pour les visées effectuées par rapport au repère mobile poursuivi. Si l'on utilise les directions θ, alors interviennent les variation $d\alpha$, $d\beta$ de la différence des directions.

f) Les signes qui doivent être considérés pour $d\alpha$, $d\beta$ sont positifs si dans les mesures du cycle suivant il résulte des angles ou des directions plus grandes ($\alpha'>\alpha$, $\beta'>\beta$, respectivement $\theta'_{Ar}>\theta_{Ar}$, $\theta'_{Br}>\theta_{Br}$) et sont négatifs dans le cas contraire. Ainsi dans le cas de la fig. 1, $d\alpha$ est négatif et $d\beta$ est positif.

g) Les signes des déplacements dx, dy résultent du système d'axes choisi, selon les règles habituelles.

h) Avec les coefficients K_i établis au premier cycle on peut déterminer les déplacements même directement sur le terrain, après la mesure des angles et la déduction des différences $d\alpha$, $d\beta$, dans le cycle suivant, soit avec une règle à calcul (quand il est nécessaire à déterminer les déplacements avec une précision de 1 mm), soit avec un ordinateur (quand les déplacements sont déterminés avec une précision de 0,1 mm).

i) En pratique, on peut effectuer quelques simplifications dans le calcul des coefficients K_i, en intervennant au choix des repères fixes, si l'on choisit ces repères pour former une direction perpendiculaire (fig. 2) ou parallèle à l'axe longitudinale de la construction. En même temps on obtient les déplacements sur les directions caractéristiques, longitudinale et transversale, de l'ouvrage mis en observation, ce qui présent, d'habitude, un intérêt pratique.

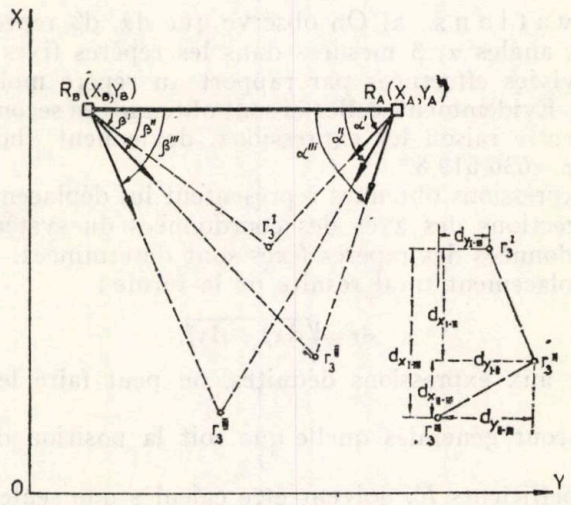


Fig. 2

j) Il résulte qu'en même temps que le repère fixe on choisi et le système d'axes.

k) Par rapport aux procédés existants, celui proposé dans cette Note présente nombre d'avantages, tant par la possibilité d'obtenir directement les déplacements et les dirrections des déplacements de même que par la simplicité du procédé lui-même.

4. On présente, comme exemple pratique, une partie de l'étude du comportement, en fonction de temps, d'un pont ayant les poutres en béton précomprimé, en déterminant les déplacements horizontaux.

a) Comme repères fixes on en a choisi trois repères de demiprofondeur et deux par forage jusqu'au couche d'argile (cca 15 m), aménagés en terrain „type pilastre".

Les repères mobiles ont été plantés selon le but suivi, notamment dans les poutres marginales, protégées avec des couvercles de controle et signalisées avec des pièces adéquates, filetées, sur la durée des observations seulement.

Parmi les repères fixes, R_A et R_B ont constitué la base par rapport à laquelle on a effectué les observations cycliques pour la poursuite des déplacements des quatre repères mobiles, r_i.

On a choisi un système d'axes avec Oy parallèle à R_AR_B et Ox perpendiculaire à la précédente. De cette manière, conformément à ce qu'on a montré dans le § 3 i, on a obtenu les déplacements dx (transversaux) et dy (longitudinaux) de chaque repère en divers cycles d'observations.

À la suite des mesures effectués à l'aide d'un équipement Zeiss Redta 002 muni avec une mire Bala et Zeiss Theo 010, on a obtenu pour la base R_AR_B la longueur de 48,062 m [5] et par conséquent on a pris pour repères les coordonnées arbitraires :

$$R_A(1\,000{,}00\ ;\ 1\,048{,}062) \text{ et } R_B(1\,000{,}00\ ;\ 1\,000{,}00).$$

b) On présente, dans ce qui suit, pour le repère r_3, les angles horizontaux dans les trois cycles (I ... III) résultés de la différence des directions moyennes compensées, obtenues de deux séries effectuées avec l'equipement Zeiss Theo 010 et les variations entre les cycles :

$$\alpha_I = 84^g,7002,\ \alpha_{II} = 84^g,7046,\ \alpha_{III} = 84^g,7057\ ;$$

$$d\alpha_{I-II} = +44^{cc},\ d\alpha_{II-III} = +11^{cc};$$

$$\beta_I = 82^g,0434,\ \beta_{II} = 82^g,0465,\ \beta_{III} = 82^g,1511\ ;$$

$$d\beta_{I-II} = +31^{cc},\ d\beta_{II-III} = +46^{cc}.$$

c) Pour calculer les coefficients K_i on détermine succésivement :

$$2\alpha_I = 169^g,4004,\ \sin 2\alpha_I = 0,462362,\ \cos 2\alpha_I = -0,886691\ ;$$

$$2\beta_I = 164^g,0868,\ \sin 2\beta_I = 0,534675,\ \cos 2\beta_I = -0,845058\ ;$$

$$\alpha_I + \beta_I = 166^g,7436,\ \sin(\alpha_I + \beta_I) = 0,498953,\ X_{AB} = 0,\ Y_{AB} = -48,062\ \text{m},$$

$$k_1 = -88,6771,\quad k_2 = -90,6781,\quad k_3 = 25,6975,\quad k_4 = -22,2220,$$

$$k/1\,000 = 316,9783\ ;$$

$$K_1 = -0,279758,\ K_2 = -0,286070,\ K_3 = 0,081070,\ K_4 = -0,070106.$$

d) On peut calculer les déplacements, à savoir :

$$dx_{I-II} = -21,18\ \text{mm},\ dx_{II-III} = -16,24\ \text{mm},\ dx_{I-III} = -37,42\ \text{mm}\ ;$$

$$dy_{I-II} = +1,40\ \text{mm},\ dy_{II-III} = -2,34\ \text{mm},\ dy_{I-III} = -0,94\ \text{mm}.$$

Si l'on poursuit le déplacement total, il résulte

$$d_{I-III} = -37,43\ \text{mm}.$$

e) La solution du problème par l'application de l'intersection en avant [6] conduit aux valeurs :

$$dx_{I-II} = -21,17\ \text{mm},\ dx_{II-III} = -16,32\ \text{mm},\ dx_{I-III} = -37,49\ \text{mm}\ ;$$

$$dy_{I-II} = +1,37\ \text{mm},\ dy_{II-III} = -2,33\ \text{mm},\ dy_{I-III} = -0,96\ \text{mm}\ ;$$

$$d = -37,50\ \text{mm}.$$

f) Par le procédé, fréquemment utilisé dans la littérature technique de spécialité (rappelé au § 1), on obtient les déplacements :

$$d_{I-II} = 21,8\ \text{mm et}\ d_{I-II} = 24,2\ \text{mm},\ d_{\text{moyen}} = 23,00\ \text{mm}\ ;$$

$$d_{I-III} = 38,7\ \text{mm et}\ d_{I-III} = 39,0\ \text{mm},\ d_{\text{moyen}} = 38,85\ \text{mm}.$$

g) L'analyse des valeurs obtenues permet à observer que le procédé proposé conduit à des résultats très proches, même identiques, à ceux obtenus par l'emploi de l'intersection en avant si l'on tient compte des erreurs de calcul inévitables. La particularité qui vient de mettre en valeur les avantages du procédé proposé, c'est la simplicité des relations.

On peut accepter également la solution numérique et graphique, classique [2], lorsqu'on poursuit à déterminer les déplacements avec une précision de ± 2 mm.

h) À la réalisation d'une haute précision contribuent, sans doute, les facteurs et les conditions soulignées dans le § 3.

Reçue le 12 mars 1981

Institut Polytechnique, Jassy, Laboratoire de Topographie et Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Cristescu N., *Topografie inginerească*. EDP, Buc., 1978.
2. Filimon R., *Topografie generală*. Ed. Tehn., Buc., 1958.
3. Leoveanu G., *Metode topogeodezice de calcul pentru urmărirea stabilității construcțiilor*. Rev. geod. și org. terit. Buc., 3 (1967).
4. Nistor G., *Metodă de calcul a deplasărilor verticale ale construcțiilor și evaluarea preciziei*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXIII (XXVII)**, *3–4*, s. V (1977).
5. Nistor G., Popa E., *Studiul comportării unui pod de beton armat precomprimat, folosind metode geodezice*. Bul. Inst. polit., Iași, **XVII (XXI)**, *1–2* (1971).
6. Popa E., *L'utilisation des nombres complexes à la resolution des problèmes de topographie*. Bul. Inst. polit., Iași, **XI (XV)**, *1–2* (1965).
7. Popa E., *Contribuții asupra aplicării calculului vectorial și numerelor complexe la rezolvarea unor probleme de topografie și geodezie*. Thèse, Inst. de Génie Civil, Bucarest, 1979.

ASUPRA UNUI NOU PROCEDEU DE CALCUL PENTRU STABILIREA DEPLASĂRILOR ORIZONTALE ÎN PROCESUL DE URMĂRIRE A COMPORTĂRII ÎN TIMP A CONSTRUCȚIILOR

(Rezumat)

Se propune un nou procedeu de calcul bazat pe o nouă tehnologie de calcul, folosind relații deduse prin calcul vectorial și numere complexe în [6] și [7]. După diferențierea acestora ele sînt adaptate unei utilizări simple și rapide cu indicații asupra preciziei ce se obține în diverse situații, după cerințe.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ

D.K. 691; 620.19

ERMITTLUNG DER KAVITATIONSEROSIONSBESTÄNDIGKEIT VON BAUSTOFFEN

VON

GÜNTHER PREISSLER und HARTWIG JAHNKE

1. Einleitung

Der Bau von Stau- und Wasserkraftanlagen mit großen Höhenunterschieden führt zu erheblichen Abflußgeschwindigkeiten. Dabei kann örtlich der Verdampfungsdruck unterschritten werden und Kavitation auftreten. Kavitation führt zu Schwingungen, Geräuschen, erhöhten hydraulischen Verlusten und Konstruktionsschäden infolge Kavitationserosion. Wird in Extremfällen die Oberflächenform durch Kavitationserosion überaus stark verändert, so kann die mechanische Funktion der gesamten Anlage beträchtlich gestört werden, was verringerte Betriebssicherheit, erhöhte Ausfallzeiten und Betriebskosten nach sich zieht.

Unter *Kavitation* wird das Entstehen dampfgefüllter Blasen innerhalb der Strömung tropfbarer *Flüssigkeiten* infolge Absinkens des statischen Druckes auf den der Temperatur entsprechenden Verdampfungsdruck sowie die Implosion der Blasen in Zonen höheren Druckes verstanden. Die Kavitation ist ein *reversibler* Vorgang.

Demgegenüber soll mit *Kavitationserosion* die allmähliche Zerstörung von *Baustoffen* infolge des Zerfalls der Kavitationsblasen bezeichnet werden. Diese Zerstörung tritt an der Grenzfläche zwischen Baustoff und strömender Flüssigkeit auf. Die Kavitationserosion ist ein *irreversibler* Vorgang [10].

Das Kavitationsproblem wird heute in drei großen Komplexen erforscht [3]:

1. Weiterentwicklung der physikalischen Grundlagen der Kavitation, insbesondere der Kriterien für den Kavitationsbeginn und die damit zusammenhängenden Probleme der Ähnlichkeitsmechanik sowie der Gesetzmäßigkeiten beim Zusammenfall der Kavitationsblasen.
2. Untersuchung des Verhaltens umströmter Bauelemente bei Kavitation.
3. Betrachtungen zum Materialverhalten unter der Wirkung von Kavitation in Abhängigkeit von Materialzustand, Materialaufbau und den Strömungsbendingungen.

Wenn auch jeder dieser drei Punkte mehr oder weniger einzeln erforscht wird, kann das Problem der Kavitationserosion vollständig nur im Komplex gelöst werden, da die Kavitationserosion sowohl von den Flüssigkeitseigenschaften und Strömungsmerkmalen als auch von den Materialeigenschaften beeinflußt wird.

Das Hauptziel der bisherigen Bemühungen bestand darin, ein geeignetes Material auszuwählen, bei welchem die Kavitationserosion gering bleibt. Dazu wurden empirisch Beziehungen zwischen mechanischen Materialkennwerten und dem Maß der Kavitationserosion ermittelt. S y a m a l a R a o [18] gibt einen linearen Zusammenhang zwischen den Materialeigenschaften und dem erodierten Volumen an in der Form

$$\frac{V_{er.}}{t} M_{Ei} = \text{const.} \tag{1}$$

Es bedeuten: $V_{er.}$ — erodiertes Volumen, t — Versuchszeit, M_{Ei} — beliebige Materialeigenschaft.

Die Größe der Konstanten in (1) ist für unterschiedliche Versuchsgeräte verschieden. Das erschwert den Vergleich der mit unterschiedlichen Prüfgeräten und unter verschiedenen Versuchsbedingungen erhaltenen Ergebnisse und weist darauf hin, daß sie sich nicht ohne, weiteres auf Kavitationsvorgänge am Bauwerk übertragen lassen. Zu beachten ist weiterhin,

daß die Beziehungen nur aus wenigen Versuchen ermittelt wurden und wenig aussagekräftig sind.

Nachfolgend sollen für gegebene Flüssigkeitseigenschaften und Strömungsmerkmale und für einen gegebenen Baustoff Größe und Verlauf der Kavitationserosion numerisch bestimmt werden, um zweckmäßige Materialien für kavitationsbeanspruchte Bauwerke und Anlagenteile einsetzen zu können.

2. Erscheinung und Wesen der Kavitationserosion

Die Zerstörung fester Stoffe durch Kavitation resultiert aus der Wechselwirkung von Material, Flüssigkeitsströmung und Gasgehalt der Flüssigkeit. Die durch Kavitation verursachten Schäden hängen von der Energie der implodierenden Kavitationsblasen und der Widerstandsfähigkeit des Materials ab. Sie können außerordentlich vielgestaltig sein. Die Kavitationserosion ist ein Resultat mechanischer Einwirkungen infolge des Kavitationsblasenzusammensturzes. Chemische Einwirkungen sind sekundär und werden vernachlässigt.

Für Baustoffe wie Zementbeton und Epoxidharzbeton wird folgender Zerstörungsmechanismus unterstellt: Bei der Implosion der Kavitationsblasen in der Nähe der Baustoffoberfläche treffen durch die Blasen schießende Mikrostrahlen mit großer Geschwindigkeit auf diese auf und beanspruchen sie ähnlich wie ein Kugelschlaghammer. Die Oberfläche des Baustoffs wird kontinuierlich durch Myriaden von Stößen winziger Mikrostrahlen getroffen. Die obersten Schichten werden dadurch elastisch und plastisch deformiert. Die Beanspruchung nimmt mit der Materialtiefe ab. Die sich ständig wiederholenden Verformungen führen zum Ermüden des Materials und zum Sprödbruch. Das Gefüge wird durch Herausschlagen zerstört. Aus dem gelockerten Gefüge berechen danach auch widerstandsfähigere Partien heraus. Der Zerstörungsprozeß beginnt mit dem Aufrauhen der Oberfläche und dem Entstehen kleinster Löcher und setzt sich mit tiefen Narben und Löchern bis zum schwammartigen Auflösen des Materials fort.

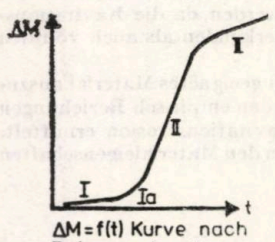


Abb. 1. — Masserverlust — Zeitdauer-Kurve.

Der Masse- bzw. Volumenverlust infolge Kavitationserosion verläuft zeitabhängig (Abb. 1). In der „Inkubationsphase" (Bereich *I*) wird die Materialoberfläche in ihrem Gefüge gelockert und somit für einen Abtrag „vorbereitet". In dieser Phase bewirkt die Implosionsenergie der Blasen lediglich eine Oberflächenermüdung. Die anschließende „Übergangsphase" (Bereich *Ia*) entspricht der für jedes Material typischen Oberflächenvorbereitung bis zur „Phase der Totalzerstörung" (Bereich *II*). In der „Übergangsphase" wird das Material in einer dünnen Oberflächenschicht zerstört, während die tieferen Schichten auf die anschließende Zerstörung vorbereitet werden. Die „Phase der Totalzerstörung" ist durch einen steilen Anstieg der Erosion gekennzeichnet, d.h.

das in seiner Struktur zerstörte bzw. stark gestörte Material wird erodiert. Dieser Vorgang ist bei allen Materialien qualitativ gleich. Ganze Makromolekülverbände bei Plasten, Kristalle bei Metallen oder Natursteinen und die Zuschlagstoffe bei Beton werden abgetragen. Bei Langzeitversuchen beobachtet man eine „Lochdämpfungsperiode" (Bereich *III*), in welcher die Erosion erheblich langsamer verläuft als vorher. Der Masseverlust pro Zeiteinheit wird mit fortschreitender Versuchszeit deshalb wieder kleiner, weil sich mit vergrößertem Abstand zwischen Materialoberfläche und implodierenden Blasen die Beanspruchung der Materialoberfläche verringert.

3. Vorhersage der Kavitationserosion

3.1. Ermittlung der Energie der implodierenden Kavitationsblasen

Kavitationsblasenwolken bestehen aus einer Vielzahl von Einzelblasen unterschiedlichen Durchmessers. Jede dieser Blasen erzeugt beim Zusammenfall im Bereich erhöhten Flüssigkeitsdruckes einen Implosionsdruck, p_i. Unter dieser äußeren Belastung verformt sich das Material. Für die Implosionsdrücke zusammenbrechender Kavitationsblasen enthält die Literatur unterschiedliche Ansätze [1], [14], [15]. Nach Schmidt [17] weichen jedoch die auf verschiedene Weise berechneten Implosionsdrücke p_i wenig voneinander ab. Wegen seines einfachen Aufbaus wird bei der Energieberechnung der Rayleighsche Ansatz [15] angewendet:

$$p_i = c\sqrt{\frac{2}{3}\rho p_0\left[\left(\frac{R_0}{R_E}\right)^3 - 1\right]}. \tag{2}$$

Darin bedeuten: c — Schallgeschwindigkeit in der Flüssigkeit, ρ — Dichte der Flüssigkeit, p_0 — statischer Druck der ungestörten Flüssigkeit, R_0 — Kavitationsblasenradius vor der Implosion, R_E — Kavitationsblasenradius nach der Implosion.

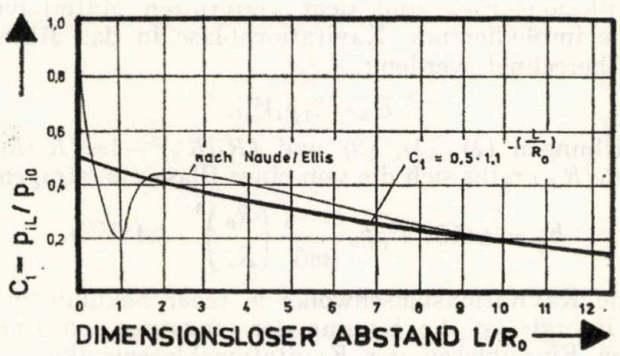


Abb. 2. — Angenommene Abhängigkeit der Materialbelastung vom Wandabstand der implodierenden Blase (nach [13]).

Die Größe des verformten Materialvolumens hängt vom Implosionsdruck p_i und den Materialeigenschaften ab. Es wird angenommen, daß

die Verformung infolge des auftreffenden Mikrostrahls der Verformung einer Platte unter einer Kugel gleicht [2]. Die Abmessungen der Platte (Stärke, Länge, Breite) sind gegenüber der vom Mikrostrahl getroffenen Fläche sehr groß, so daß für die Platte die Gesetzmäßigkeiten des unendlichen Halbraumes angewendet werden können.

Das durch einen Mikrostrahl verformte Materialvolumen V_{pi} ergibt sich zu :

$$V_{pi}=\frac{9}{32}\pi^2 a^3 C_1 p_i \frac{m-1}{mG}. \tag{3}$$

Darin bedeuten : a – Radius des Mikrostrahls, m – Querdehnungszahl, G – Schubmodul.

Die Materialbelastung ist eine Funktion des Wandabstandes der implodierenden Kavitationsblase. Die Flüssigkeit zwischen der implodierenden Blase und der Materialoberfläche dämpft die Wirkung des Mikrostrahls. Der Faktor C_1 in Gleichung (3) berücksichtigt diese Dämpfung. Naude und Ellis [13] haben den das Material beanspruchenden Stoßdruck bei verschiedenen Wandabständen der implodierenden Blase gemessen (Abb. 2). Liegt die Blase als Halbkugel auf der Materialoberfläche auf ($L=0$), so wird das Material mit dem Druck p_{i0} belastet. Dieser Druck entspricht dem Implosionsdruck der Kavitationsblase nach Gleichung (2). Implodiert die Blase in der Entfernung L, so wird das Material mit dem Druck p_{iL} beansprucht. Somit ergibt sich der Korrekturfaktor C_1 zu :

$$C_1=\frac{p_{iL}}{p_{i0}}. \tag{4}$$

Das Druckverteilungsgesetz hat die Form $C_1=f(L/R_0)$. Diese Funktion läßt sich nur schwer mathematisch beschreiben. Deshalb wird sie durch folgende Gleichung angenähert :

$$C_1=0{,}5.1{,}1^{-L/R_0}. \tag{5}$$

Mit dem Implosionsdruck und dem verformten Materialvolumen kann die durch eine implodierende Kavitationsblase in das Material eingetragene Energie berechnet werden :

$$E_B=C_1 p_i V_{pi}. \tag{6}$$

Mit den Gleichungen (2), (3), (5) und $(R_0/R_E)^3-1\approx(R_0/R_E)^3$ für große Verhältnisse R_0/R_E ergibt sich die von einer Blase eingetragene Energie zu

$$E_B=0{,}463c^2a^3\rho p_0\frac{m-1}{mG}\left(\frac{R_0}{R_E}\right)^3.1{,}1^{-2L/R_0}. \tag{7}$$

Die durch eine Kavitationsblasenwolke in jeder Sekunde in das Material eingetragene Energie ist die Summe der eingetragenen Energien aller n implodierenden Einzelblasen der Kavitationsblasenwolke :

$$E_B=\sum_{i=1}^{n} C_1 p_i V_{pi}=\frac{0{,}463c^2a^3\rho p_0(m-1)}{mGR_E^3}\sum_{i=1}^{n} R_0^3.1{,}1^{-2L/R_0}. \tag{8}$$

Für die weitere Berechnung wird angenommen:

1. In jeder Sekunde implodieren n Blasen der Kavitationsblasenwolke ;

2. Der Radius R_E ist nach der Implosion für alle Blasen gleich groß.

3. In der Kavitationsblasenwolke kommen Blasen der Radien R_0 vor, wobei $R_E < R_0 \leqslant R_{max}$.

4. Die Verteilung der Blasenanzahl über der Blasengröße entspricht der G a u ßschen Normalverteilung (Abb. 3) [1] ;

5. Die Kavitationsblasen sind in ihrer Anzahl und in ihren Radien gleichmäßig der Höhe der Blasenwolke verteilt.

6. Das Spektrum der Blasenradien ist so breit und die Anzahl der Blasen so groß, daß für die Berechnung der Begriff des Differentials verwendet werden kann.

Mit diesen Annahmen ergibt sich die von einer Kavitationsblasenwolke in den Baustoff pro Sekunde eingetragene Energie zu :

$$\dot{E}_{ges.} = \frac{0{,}97nc^2a^3\rho p_0(m-1)}{R_E^3 mG(L_2-L_1)} \sum_{i=1}^{6} (1{,}1^{-2L_1/\mu+(i-3{,}5)\sigma} - 1{,}1^{-2L_2/\mu+(i-3{,}5)\sigma})[\mu+(i-3{,}5)\sigma]^4 e^{-(i-3{,}5)^2/2}. \tag{9}$$

Liegt die Blasenwolke an der Materialoberfläche an ($L_1 = 0$), gilt :

$$\dot{E}_{ges.} = \frac{0{,}97nc^2a^3\rho p_0(m-1)}{R_E^3 mGL_2} \sum_{i=1}^{6} (1 - 1{,}1^{-2L_2/\mu+(i-3{,}5)\sigma}) \times [\mu+(i-3{,}5)\sigma]^4 e^{-(i-3{,}5)^2/2}. \tag{10}$$

L_1 ist dabei der untere und L_2 der obere Abstand der Kavitationsblasenwolke von der Materialoberfläche.

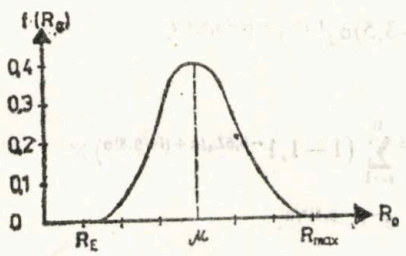


Abb. 3. — Verteilungsdichte der Blasenradien nach der G a u ßschen Normalverteilung.

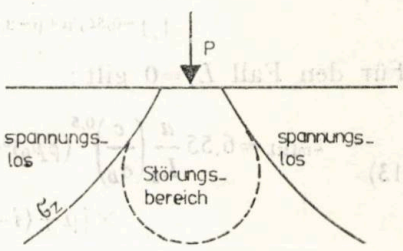


Abb. 4. — Wirkung des Mikrostrahls im Material.

$$f(R_0) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(R_0-\mu)^2}{2\sigma^2}} \text{ (Verteilungsdichte)}$$

$$\mu = \frac{1}{2}(R_E + R_{max}) \text{ (Erwartungswert für } R_0, [m])$$

$$\sigma = \frac{1}{6}(R_{max} - R_E) \text{ (Standardabweichung, [m])}$$

3. 2. Ermittlung der Spannungsverteilung und des beanspruchten Materialvolumens

Der Druck $C_1 p_i$ auf die Materialoberfläche erzeugt im Material eine Spannung (Abb. 4). Im Störungsbereich wird das Material elastisch—

plastisch, außerhalb bis zur Grenzkurve elastisch beansprucht [6], [16].

Gleichung

$$V_{\sigma,E}=0{,}182a^3\left(\frac{c}{\sigma_Z}\right)^{1,5}(\rho p_0)^{0,75}\left(\frac{R_0}{R_E}\right)^{2,25}1{,}1^{-1,5L/R_0} \tag{11}$$

liefert das Materialvolumen, welches durch die Implosion einer Einzelblase mit Spannungen, die größer und gleich σ_z sind, belastet wird.

Das gesamte durch eine Kavitationsblasenwolke beanspruchte Materialvolumen kann nicht einfach durch Summation aller durch Einzelblasen beanspruchten Volumina ermittelt werden. Weil das Material nur an seiner Oberfläche belastet wird, werden die gleichen Volumina durch verschiedene Druckschläge beansprucht. Die Spannungszwiebeln überschneiden sich auch bei gleichzeitig dicht nebeneinander auftreffenden Mikrostrahlen.

Für die weiteren Betrachtungen wird vorausgesetzt, daß die Beanspruchungszeit mindestens so lang ist, daß die gesamte Baustoffoberfläche gleichmäßig durch Mikrostrahlschläge belastet wird. Für praktische Aufgabenstellungen ist dies immer gegeben. Das beanspruchte Materialvolumen wird als Produkt der beanspruchten Fläche und der mittleren Tiefe berechnet, in der die betreffende Spannung noch auftritt. Da das Material einer Wechselverformung unterliegt, wird die Dauerfestigkeit σ_D als maßgebende Spannung in die Rechnung eingeführt.

Die mittlere Beanspruchungstiefe des Materials ergibt sich dann zu :

$$z_{\text{mittl.}}=6{,}55\frac{a}{L_2-L_1}\left(\frac{c}{G_D}\right)^{0,5}(\rho p_0)^{0,25}R_E^{-0,75}\sum_{i=1}^{6}(1{,}1^{-0,5L_1/\mu+(i-3,5)\sigma}- \tag{12}$$

$$-1{,}1^{-0,5L_2/\mu+(i-3,5)\sigma}[\mu+(i-3{,}5)\sigma]^{1,75}\,e^{-(i-3,5)^2/2}.$$

Für den Fall $L_1=0$ gilt :

$$z_{\text{mittl.}}=6{,}55\frac{a}{L_2}\left(\frac{c}{\sigma_D}\right)^{0,5}(\rho p_0)^{0,25}(R_E)^{-0,75}\sum_{i=1}^{6}(1-1{,}1^{-0,5L_2/\mu+(i-3,5)\sigma})\times \tag{13}$$

$$\times[\mu+(i-3{,}5)\sigma]^{1,75}\,e^{-(i-3,5)^2/2}.$$

Das beanspruchte Materialvolumen folgt daraus zu :

$$V_{\sigma\,\text{mittl.}}=z_{\text{mittl.}}A. \tag{14}$$

A ist der durch die Kavitationsblasenwolke beanspruchte Teil der Materialoberfläche. Er muß nach Lage und Größe der Blasenwolke ermittelt werden.

3.3. Vorhersage des Verlaufs der Kavitationserosion

Die Größe der Kavitationserosion ergibt sich aus dem Verhältnis der durch die implodierenden Kavitationsblasen eingetragenen Energie zur aufnehmbaren Bruchenergie des Materials. Die aufnehmbare Bruche-

nergie E_w des Materials wird aus dem Spannungs — Dehnungs-Diagramm ermittelt. Sie entspricht der Fläche unter der Kurve $\sigma = f(\varepsilon)$ [5] und berechnet sich zu :

$$E_w = \int_{\varepsilon=0}^{\varepsilon_{Br}} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon. \tag{15}$$

Die aufnehmbare Energie ist infolge der Inhomogenität des Materials nicht in allen Punkten des Materials gleich groß, während die implodierenden Blasen dieses gleichmäßig belasten. Die Erosion wird daher bereits vor Ausschöpfung der aufnehmbaren Gesamtbruchenergie beginnen. Dies wird durch einen Faktor $C_2 < 1$ berücksichtigt. C_2 hängt von der Inhomogenität des Materials ab.

In § 2 wurde der Verlauf der Kavitationserosion ausführlich beschrieben. Vereinfachend (Abb. 5) wird angenommen, daß in der Inkubationsperiode keine oder keine meßbare Erosion stattfindet (Bereich *I*). Erst nach genügendem Energieeintrag beginnt eine starke Erosion, die linear proportional zur Zeit ist (Bereich *II*). Den Einfluß des größer werdenden Abstands zwischen implodierenden Blasen und Materialoberfläche infolge des Materialabtrages (Bereich *III*) berücksichtigt ein Faktor $C_3 < 1$.

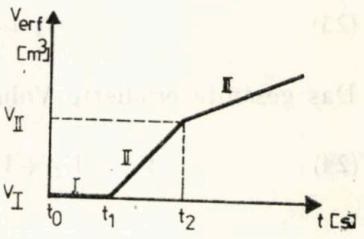


Abb. 5. — Vereinfachter, idealisierter Verlauf der Kavitationserosion.

Der gesamte Volumenverlust setzt sich aus den Erosionsverlusten der einzelnen Phasen zusammen :

$$V_{er} = V_{II} + V_{III}. \tag{16}$$

Die Materialoberfläche muß vollständig mit Energie „gesättigt" sein damit die Erosion beginnen kann.

Aus dieser Voraussetzung ergibt sich die Dauer der Inkubationsphase *I* zu :

$$t_1 = \frac{C_2 E_w V_{\sigma,\text{mittl.}}}{\dot{E}_{ges.}}. \tag{17}$$

Nach der Zeit t_1 beginnt die Erosion in der Phase *II*. Die Erosionsrate lautet :

$$\frac{\Delta V_{II}}{\Delta t_{II}} = \frac{\dot{E}_{ges.}}{C_2 E_w}. \tag{18}$$

Diese Phase endet zum Zeitpunkt t_2. Er ist erreicht, wenn sich die Erosionstiefe δ und damit der vergrößerte Abstand zwischen implodierenden Blasen und der Materialoberfläche spürbar auf die in das Material eingetragene Energie bemerkbar macht. Dazu wird eine mittlere Erosionstiefe δ vorgegeben, bis zu der sich der Faktor C_1 für die Summe $L + \delta$ nicht wesentlich ändert. Das bis zum Ende der zweiten Phase erodierte Volumen wird damit :

$$V_{II} = A\delta = \frac{\dot{E}_{ges.}}{C_2 E_w} (t_2 - t_1). \tag{19}$$

Der Zeitpunkt t_2 errechnet sich daraus zu :

$$t_2 = \frac{A\delta C_2 E_w}{\dot{E}_{ges.}} + t_1. \tag{20}$$

Jetzt beginnt die Erosion in der Stagnationsphase *III*. Die verringerte Erosionsrate ist hier :

$$\frac{\Delta V_{III}}{\Delta t_{III}} = \frac{C_3 \dot{E}_{ges.}}{C_2 E_w}. \tag{21}$$

Das in der dritten Periode erodierte Materialvolumen ergibt sich zu :

$$V_{III} = \frac{C_3 \dot{E}_{ges.}}{C_2 E_w}(t_3 - t_2). \tag{22}$$

Die dafür benötigte Zeit wird erhalten zu :

$$t_3 = \frac{C_2 E_w}{\dot{E}_{ges.}}\left(\frac{V_{III}}{C_3} + V_{II}\right) + t_1 . \tag{23}$$

Das gesamte erodierte Volumen setzt sich damit zusammen zu :

$$V_{er.} = V_{II} + V_{III} = \frac{\dot{E}_{ges.}}{C_2 E_w}[C_3 t_3 + (1 - C_3)t_2 - t_1]. \tag{24}$$

4. Anwendungen der Vorhersagegleichungen

4.1. Lösungsalgorithmus

Für die Vorhersage der Kavitationserosion ergeben sich zwei Fragestellungen :

1. Welches Materialvolumen, V, wird in einer vorgegebenen Zeit, t, erodiert ?

2. Wie lange dauert es, bis ein vorgegebenes Materialvolumen, $V > 0$, abgetragen wird ?

In Abb. 6 sind die Lösungsalgorithmen für praktische Berechnungen dargestellt.

4.2. Die Abmessungen der Kavitationszone

Um die von den implodierenden Kavitationsblasen beanspruchte Materialoberfläche bestimmen zu können, ist die Kenntnis der Abmessungen der Blasenwolke erforderlich. Dafür werden in der Literatur für die verschiedensten Oberflächenunregelmäßigkeiten und Armaturen eine Vielzahl von Diagrammen der Funktion $\lambda = \lambda(\sigma_K)$ angegeben (z.B. [4]). Als Beispiel wird die relative Länge λ der Kavitationszone einer Schützennische als Funktion der relativen Kavitationszahl $\sigma_K/\sigma_{K,\,krit.}$ vorgestellt (Abb. 7). Die kritische Kavitationszahl $\sigma_{K,\,krit.}$ für die Schützennische läßt sich

Lösungsschritte : *Zwischenergebnisse :*

Eingabewerte :

- p_0 — P a s c a l'scher Druck der ungestörten Strömung ;
- ρ — Dichte der Flüssigkeit ;
- c — Schallgeschwindigkeit in der Flüssigkeit ;
- m — Querdehnungszahl des Materials ;
- G — Schubmodul des Materials ;
- σ_D — Dauerfestigkeit des Materials ;
- E_w — aufnehmbare Bruchenergie des Werkstoffes ;
- L_1, L_2 — Abstände der unteren und oberen Begrenzung der Kavitationsblasenwolke von der Materialoberfläche ;
- R_E — maximaler Blasenradius vor der Implosion;
- R_{max} — Blasenradius nach der Implosion :
- a — Radius des „Mikro-Jets" ;
- n — Anzahl der in einer Sekunde implodierenden Blasen ;
- A — durch Kavitation beanspruchte Fläche ;
- i — mittlere Erosionstiefe, bei der sich die eingetragene Energie spürbar vermindert;
- C_2, C_3 — Konstanten.

$$\mu = \frac{1}{2}(R_E + R_{max})$$

$$\sigma = \frac{1}{6}(R_{max} - R_E)$$

→ μ, ; σ

Tabellenrechnung

$$\dot{E}_{ges.} = \frac{0{,}97\ nc^2a^3\rho p_0\,(m-1)}{R_E^3 mG\,(L_2-L_1)} \sum_{i=1}^{6} \left[1{,}1^{-\frac{2L_1}{\mu+(i-3{,}5)\sigma}} - 1{,}1^{-\frac{2L_2}{\mu+(i-3{,}5)\sigma}} \right] [\mu+(i-3{,}5)\,\sigma]^4\, e^{-\frac{(i-3{,}5)^2}{3}}$$

$$V_{\sigma ges.} = \frac{6{,}5\,Aac^{0{,}5}\rho^{0{,}25}p_0^{0{,}25}}{(L_2-L_1)\,R_E^{0{,}75}\sigma^{0{,}5}} \sum_{i=1}^{6} \left(1{,}1^{-\frac{0{,}5L_1}{\mu+(i-3{,}5)\sigma}} - 1{,}1^{-\frac{0{,}5L_2}{\mu+(i-3{,}5)\sigma}} \right) [\mu+(i-3{,}5)\sigma]^{1{,}75}\, e^{-\frac{(i-3{,}5)^2}{2}}$$

→ $\dot{E}_{ges.}$, $V_{\sigma, ges}$

$$t_1 = \frac{C_2 E_w V_{\sigma, ges.}}{\dot{E}_{ges.}}$$

→ t_1

1. Aufgabenstellung : geg. : t ges. : V

2. Aufgabenstellung : geg. : $V \neq 0$; ges. : t

$(t > t_1)$ — nein → $V = 0$

ja ↓

$$t_2 = \frac{A_i C_2 E_w}{\dot{E}_{ges.}} + t_1$$

$V_1 = Ai$ → V_1

→ t_2

$(t < t_2)$ — nein

ja ↓

$$V = \frac{\dot{E}_{ges.}}{C_2 E_w}(t - t_1)$$

$$V = \frac{\dot{E}_{ges}}{C_2 E_w}[C_3 t + (1 - C_3)\,t_2 - t_1]$$

$(V < V_{II})$ — n

ja ↓

$$t = \frac{V C_2 E_w}{\dot{E}_{ges.}} + t_1$$

$$t = \frac{C_2 E_w}{\dot{E}_{ges.}}\left[\left(\frac{V - V_{II}}{C_3} + V_{II}\right) + t_1\right]$$

Abb. 6. — Lösungsalgorithmus für praktische Berechnungen,

aus Abb. 8 ermitteln. Die Länge der beanspruchten Materialoberfläche beträgt nach K n a p p [11], [12] das Doppelte der Kavitationszonenlänge.

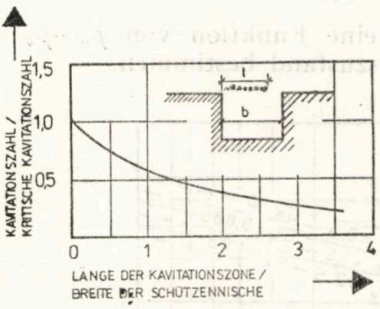


Abb. 7. — Länge der Kavitationszone bei Schützennischen.

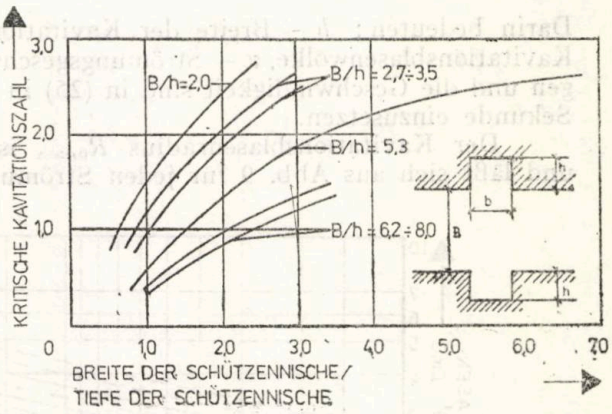


Abb. 8. — Kritische Kavitationszahl bei Schützennischen.

4.3. Die Eingangswerte der Vorhersagegleichung

Für den Faktor C_2 unterstellen die Verfasser für die Baustoffe Zementbeton, Stahl und Epoxidharzbeton die Werte der Tabelle 1. Eine genaue Ermittlung der Größe von C_2 steht noch aus und muß für jedes

Tabelle 1

Abminderungsfaktor C_2

Material	C_2
Beton	0,3...0,1
Stahl	0,9...0,6
Epoxidharzbeton	0,8...0,5

Tabelle 2

Abminderungsfaktor C_3

i mm	C_3
$0 < i < 20$	1
$20 < i < 50$	0,5
$50 < i < 100$	0,25
$100 < i$	0

Material gesondert ermittelt werden, wobei zu vermuten ist, daß C_2 selbst für ein Material in einem großen Bereich schwanken wird. Sicherlich werden solche Größen wie Art der Zuschlagstoffe, Zementgehalt, Wasser—Zement-Faktor, Verarbeitungstechnologie u.a. m. bei Zementbeton einen sehr starken Einfluß auf den Faktor C_2 haben.

Für den Faktor C_3 werden die in Tabelle 2 aufgeführten Werte unterstellt.

Um die Zahl der Blasen in der Kavitationsblasenwolke berechnen zu können, wird angenommen, daß diese einen räumlichen Abstand voneinander von einem Millimeter haben. Dies bedeutet, daß sich in einem Kubik-

millimeter der Blasenwolke eine Blase befindet. Die Zahl der Kavitationsblasen berechnet sich damit zu :

$$n = tvbh. \tag{25}$$

Darin bedeuten : b — Breite der Kavitationsblasenwolke, h — Höhe der Kavitationsblasenwolke, v — Strömungsgeschwindigkeit, t — Zeit. Alle Längen und die Geschwindigkeit sind in (25) in den Einheiten Millimeter und Sekunde einzusetzen.

Der Kavitationsblasenradius $R_{0,\max}$ ist eine Funktion von $p_0 - p_d$ und läßt sich aus Abb. 9 für jeden Strömungszustand bestimmen.

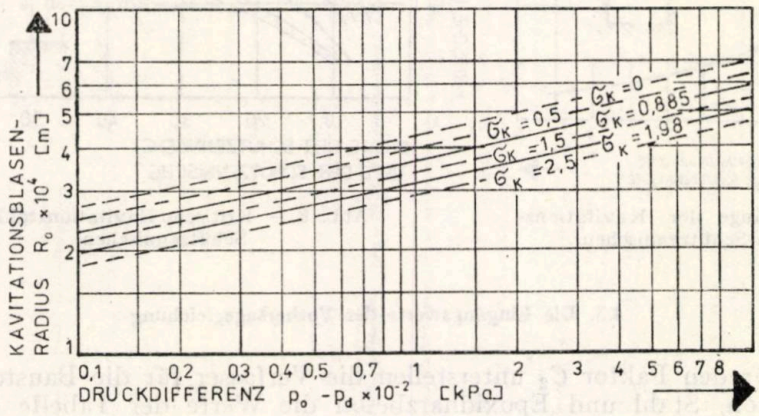


Abb. 9. — Funktion $R_{0,\max} = f(p_0 - p_d)$ zum Ermitteln des maximalen Kavitationsblasenradius vor der Implosion.

Die weiteren Eingangswerte sind der Literatur entnommen und in Tabelle 3 zusammengestellt.

Tabelle 3

Gleichungseingangswerte

H	= 20 m,	$R_{\max}$	= $0{,}48 \cdot 10^{-3}$ m,		
P_0	= 200 kPa,	R_E	= $5 \cdot 10^{-6}$ m,		
n	= $8{,}50 \cdot 10^9$ s^{-1} m^{-1},	C_3	= 0,5,		
ρ_W	= 999,73 kg/m³,	a	= $1 \cdot 10^{-7}$ m,		
c	= 1 460 m/s,	L_1	= 0.		
L_2	= 0,50 m.				
	Beton		*Epoxidharzbeton*		*Stahl*
i	= 0,050 m,	i	= 0,010 m,	i	= 0,005 m,
m	= 6,	m	= 8,	m	= 3,3,
G	= $1{,}59 \cdot 10_{10}$ N/m²,	G	= $7{,}11 \cdot 10^9$ N/m²,	G	= $8{,}1 \cdot 10^{10}$ N/m²
σ_D	= $7{,}5 \cdot 10^6$ N/m²,	σ_D	= $3 \cdot 10^7$ N/m²,	σ_D	= $1 \cdot 10^8$ N/m²,
E	= $3{,}73 \cdot 10^{10}$ N/m²	E	= $1{,}6 \cdot 10^{10}$ N/m²,	E	= $2{,}1 \cdot 10^{10}$ N/m²,
E_w	= $1{,}22 \cdot 10^4$ Nm/m³,	E_w	= $5 \cdot 10^6$ Nm/m³	E_w	= $2 \cdot 10^7$ Nm/m³,
C_2	= 0,3.	C_2	= 0,7.	C_2	= 0,7.

4.4. Die Berechunng der zu erwartenden Kavitationserosion hinter einer Schützennische

Der Volumenstrom durch den Grundablaßstollen einer Talsperrs wird durch eine Schütze geregelt (Abb. 10). Die Länge der Kavitationezone ergibt sich nach den Abb. 7 und 8 zu 1,0 m. Die durch die implodierenden Kavitationsblasen beanspruchte Stollenwand ist 2 m lang. Für diesen Bereich stehen die in Tabelle 3 aufgeführten Materialien mit den entsprechenden zulässigen Erosionstiefen zur Auswahl. Wird die zulässige Erosionstiefe erreicht, soll die Betriebssicherheit der Anlage nicht mehr gewährleistet sein. Bezogen auf einen Meter Breite ergeben sich die maximal zulässigen Volumenverluste von :

$V_{\text{Beton}}=0{,}10\ \text{m}^3,\quad V_{\text{Epoxidharzbeton}}=0{,}02\ \text{m}^3,\quad V_{\text{Stahl}}=0{,}01\ \text{m}^3.$

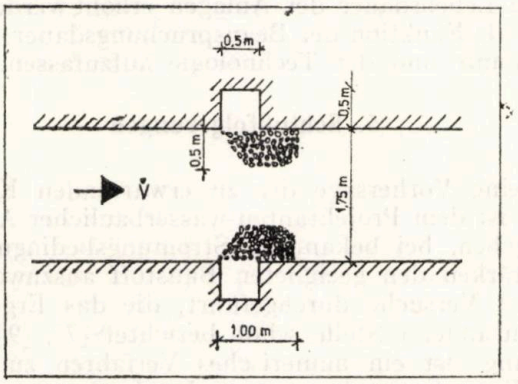


Abb. 10. — Darstellung der Schützennische.

Mit den in Tabelle 3 aufgeführten Gleichungseingangsdaten werden die folgenden Zerstörungszeiten erhalten :

Beton :	$t=1{,}39\ .\ 10^7\ \text{s}\approx 160$ Tage,
Epoxidharzbeton :	$t=7{,}06\ .\ 10^8\ \text{s}\approx$ 22 Jahre,
Stahl :	$t=2{,}02\ .\ 10^{10}\ \text{s}\approx 638$ Jahre.

Beton wird im Gegensatz zu Stahl und Epoxidharzbeton nach sehr kurzer Betriebszeit zerstört. Die wirklichen Zerstörungszeiten werden jedoch in Abhängigkeit von der Wasserqualität geringer sein, da beim Berechnen der Kavitationsangriff allein wirkend betrachtet wird. In der Natur wirken gleichzeitig noch andere Belastungen, z.B. Sandabrieb, chemischer Angriff. Ihre Überlagerungen verstärken den gesamten Zerstörungsprozeß [8].

Die berechnete Standzeit der Stahlverkleidung ist extrem hoch und wird durch die Korrosionseinwirkung und die beschränkte Befestigungsmöglichkeit am Beton geringer sein. Die Erfahrung zeigt, daß nicht der Stahl erodiert wird, sondern daß die Stahlpanzerungsbleche als Ganzes infolge ungenügender Verbindung durch den Unterdruck abgerissen werden können.

Günstig scheint eine auf dem Beton aufgetragene Epoxidharzbetonbeschichtung zu sein. An das Beschichtungsmaterial werden folgende Anforderungen gestellt : a) gutes Haften am Beton, b) hohe Elastizität und Biegezugfestigkeit, c) hohe Festigkeit gegen Druck und Abrieb, d) Bestän-

digkeit gegenüber eventuell angreifenden Chemikalien, e) Dauerstandsverhalten unter den Nutzungsbedingungen, f) Alterungsbeständigkeit und g) Effektive Verarbeitungstechnologie.

Der hohe Kavitationserosionswiderstand des Epoxidharzbetons ergibt sich aus dem komplexen Wirken aller Materialeigenschaften z.B. Druckfestigkeit, E-Modul, Dichte, Wasseraufnahmevermögen, Biegezugfestigkeit und der Materialzusammensetzung (EP-Harz, Härter, Weichmacher, reaktiver Verdünner, Art der Füllstoffe, Füllstoffzusammensetzung). Wie die Berechnungen zeigen, eignet sich Gleichung (24) zur Vorhersage der Kavitationserosion an Wasserbauwerken. Damit können derartige Schäden durch eine zweckmäßige und ökonomische Materialauswahl vermindert werden. Spätere, sehr aufwendige Instandsetzungen können reduziert und die Lebensdauer der Anlagen erhöht werden. Die Materialauswahl ist stets als Funktion der Beanspruchungsdauer, Beanspruchungsstärke, der Ökonomie und der Technologie aufzufassen.

5. Schlußfolgerungen

Es wurde eine Vorhersage der zu erwartenden Kavitationserosion erarbeitet. Damit ist dem Projektanten wasserbaulicher Anlagen ein Mittel in die Hand gegeben, bei bekannten Strömungsbedingungen und damit Beanspruchungsstärken den geeigneten Baustoff auszuwählen und einzusetzen. Es wurden Versuche durchgeführt, die das Ergebnis bestätigen. Darüber wurde an anderer Stelle schon berichtet [7], [9]. Die erarbeitete Vorhersagegleichung ist ein numerisches Verfahren zum Ermitteln der Sicherheit von Wasserbauwerken gegen Kavitationserosion und erlaubt ein Einschätzen der Funktionssicherheit der Betriebsanlagen während der Kavitationsbeanspruchung.

Eingegangen am 11. Dezember 1980

Technische Universität, Dresden,
Sektion Wasserwesen,
Deutsche Demokratische Republik

LITERATURVERZEICHNIS

1. Endo K., Okada T., Baba Y., *Fundamental Studies on Cavitation Erosion.* Bulletin of JSME, **12**, *52*, 729–737 (1969).
2. Föppl A., Föppl L., *Drang und Zwang*, Bd. 1, Verlag R. Oldenbourg, München, Berlin, 1941.
3. * * * *Forschungsbericht Kavitation.* Deutsche Forschungsgemeinschaft, Bad Godesberg, 1973.
4. Галперин Р. С., Осколков А. Г., Семенков В. М., Чедров Г. Н., *Кавитация на гидросооружениях.* Изд. Энергия, М., 1977.
5. Gillemont L., Sinay G., *Die Brucharbeit als Werkstoffkenngrösse.* Acta Tehnica Acad. Sci. Hungaricae, **XXI**, *1–2*, 152–173 (1958).
6. * * * *Grundbau–Taschenbuch.* Bd. 1, Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin, München, 1966.
7. Horstmann K., Jahnke H., Turczynski U., *Das Kavitationserosionsprüfgerät des Hubert – Engels - Laboratoriums der TU Dresden.* Wasserwirtschaft – Wassertechnik, **28**, *6*, 207–209 (1978).
8. Jahnke H., Kranawettreiser J., *Möglichkeiten des Schutzes von Wasserbauwerken vor Schäden infolge Kavitationserosion.* Wiss. Ztschr. der Techn. Univ. Dresden, **27**, *2*, 503–508 (1978).
9. Jahnke H., Mlejnek E., *Kavitationserosionsuntersuchungen an epoxidharzbeschichteten Betonproben.* Wasserwirtschaft – Wassertechnik, **29**, *5*, 166–169 (1979).

10. Jahnke H., Turczynski U., *Kavitation und Kavitationserosion — eine Begriffsbestimmung.* Techn. Univ. Dresden — Informationen, Preprint *20-3-77* (1977).
11. Knapp R. T., *Further Studies of the Mechanics and Damage Potential of Fixed Type Cavities. Cavitation in Hydrodynamics.* Proc. of a Symposium held at the Nat. Phys. Labor., London 1956.
12. Кнапп Р. Т., Дэйли Дж., Гэммитт Ф. Г., *Кавитация* (aus engl. übersetzt) Изд. Мир, М., 1974.
13. Naude C. F., Ellis A. T., *On the Mechanism of Cavitation Damage by Nonhemispherical Cavities Collapsing in Contact with a Solid Boundary.* Trans. of the ASME, J. of Basic Eng., **83**, *4*, 649—656 (1961).
14. Piltz H. H., *Werkstoffzerstörung durch Kavitation — Literaturbericht.* Düsseldorf, VDI—Verlag, 1966
15. Rayleigh, Lord, *On the Pressure Developed in a Liquid During the Collapse of a Spherical Cavity.* Phil. Mag., **34**, 94—98 (1917).
16. Schleicher F., *Taschenbuch für Bauingenieure.* Bd. **2**, Springer Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg, 1955.
17. Schmidt M., *Theoretische Betrachtungen über die beim Kavitationsblaseneinsturz freiwerdende Energie.* Diplomarbeit, Techn. Univ., Dresden, 1977.
18. Syamala Rao, B. C., Lakshmana Rao N. S., Seetharamiah K., *Cavitation Erosion Studies with Venturi and Rotating Disk in Water.* Trans. of the ASME, J. of Basic Eng., **92**, *3*, 563—579 (1970).

DETERMINAREA REZISTENŢEI LA EROZIUNEA PRIN CAVITAŢIE A MATERIALELOR DE CONSTRUCŢII

(Rezumat)

La exploatarea construcţiilor de transport a apei şi a centralelor hidroelectrice cu diferenţă mare de nivel se pot înregistra viteze de curgere ridicate. În aceste cazuri apar fenomene de cavitaţie ce pot conduce la avarii ale construcţiilor.

Obiectivul principal al studiului întreprins îl constituie alegerea corespunzătoare a materialului pentru reducerea la minimum a eroziunii prin cavitaţie. În acest scop se stabilesc relaţii empirice între caracteristicile mecanice ale materialului şi mărimea eroziunii prin cavitaţie.

Se stabilesc numeric mărimea şi desfăşurarea procesului de eroziune prin cavitaţie în funcţie de caracteristicile fluidului, regimul de curgere şi materialul de construcţie dat.

Se determină energia introdusă în material prin procesul de cavitaţie şi se compară valoarea obţinută cu energia de rupere admisă pentru materialul respectiv.

În acest mod se pune la dispoziţia proiectanţilor de construcţii hidrotehnice un mijloc eficace pentru alegerea şi folosirea materialelor de construcţii corespunzător condiţiilor de curgere şi de solicitare adoptate.

În plus se poate determina şi siguranţa în funcţionare a construcţiilor supuse eroziunii prin cavitaţie în timpul exploatării.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ

D. C. 628.01

WATER SUPPLY NETWORK CALCULUS USING NONLINEAR OPTIMIZATION TECHNIQUES

BY

EMANOIL BĂRSAN and OCTAVIAN PETRUŞ

1. Introduction

A water supply network is a pipe system that conveys water to the consumers.

The network variables are: a) the discharge on pipe line sections (q_{ij}) ; b) the diameters on pipe line sections (d_{ij}), c) the node heads (H_i, H_j) or head loss between two nodes (h_{ij}) where i, j are the node numbers. Out of three sets of variables, two are independent.

Different authors have established, on experimental bases, connections among the three sets of variables. In this paper the relations given by S h e v e l e v are used [1].

Thus, for steel and cast irons pipes we have :

$$h_{ij}=\frac{0.001735}{d_{ij}^{5,3}}\, q_{ij}^2\, l_{ij}, \text{ for } v_{ij}\geqslant 1.2 \text{ m/s} \tag{1}$$

and

$$h_{ij}=\frac{0.00148}{d_{ij}^{5,3}}\left(1+\frac{0.867}{v_{ij}}\right)^{0,3} q_{ij}\, l_{ij} \text{ for } v_{ij}<1.2 \text{ m/s}, \tag{2}$$

where l_{ij}, v_{ij} are the lenghts of pipe line sections and respectively the flow velocity.

For such network two problems arise: a) network checking (hydraulic calculation) ; b) network dimensioning (technical-economical calculation.

For network checking there are considered as known the pipe diameters and node heads, the discharge being unknown. For network dimensioning there are considered as known the discharges on pipe line sections and the node heads, unknown being in this case the pipe diameters ; they are chosen so that to assure a minimum network cost.

2. Problem Setting

In what follow the checking of the presented network in Figs. 1 and 2 [2] will be done.

The network is supplied from the tank R which contain 17 nodes and 9 closed circuits.

With the geometrical configuration (diameters d_{ij}) and loss of heads (h_{ij}) presented in Fig. 1, by the classical method L o b a t c h e v - C r o s s the network is checked to fulfil each circuit the K i r c h o f f's laws :

$$\sum_{1}^{n-1} q_{ij}+Q_i=0, \qquad (3)$$

$$\left(\sum s_{ij}\, q_{ij}^2\right)_{\text{circuit}}=0, \qquad (4)$$

where : n — number of nodes, Q_i — consumption in node i, s_{ij} — hydraulic resistance in section ij.

There were effected four L o b a t c h e v - C r o s s iterations until the head loss on a closed circuit descends under 0.5 m, the unlocking error being tehnically admited.

Discharges and head loss obtained are presented in Fig. 2.

System (3) and (4) represents obviously a nonlinear system of the form :

$$g_i(x_1, \ldots, x_n)=0, \quad (i=1, \ldots, N), \qquad (5)$$

where N — number of equations.

Recently there were perfected packets of performed programmes for solving the system (5) based on nonlinear optimization techniques.

In this paper there are shown how such programme packets can be used for the water supply network calculus.

3. Method

Instead of the system of nonlinear Eqs. (5) we solved the following equivalent problem :

Determine the vector $\overline{X}^T=(x_1, \ldots, x_n)$ so that

$$\Phi(X^T)=\sum_{i=1}^{N} g_i^2(\overline{X}) \qquad (6)$$

is minimum. Note that $\Phi(X^T)\geqslant 0$ and if $\Phi(\overline{X})=0$, then the set of parameters $x_1, \ldots, x_n$ represent a solution of the system (5). If the system has no solution, then the minimizing vector gives the best solution in a least square sense to the system (5).

For the solution of the problem (6) we used MINPACK, the well known package of robust subroutines for the nonlinear optimization. More precisely, we worked with the algorithm LMGENV, which invokes the modules of the package to calculate a minimum of an objective function of several variables of the form (6). LMGENV is a modularized modification [3] of

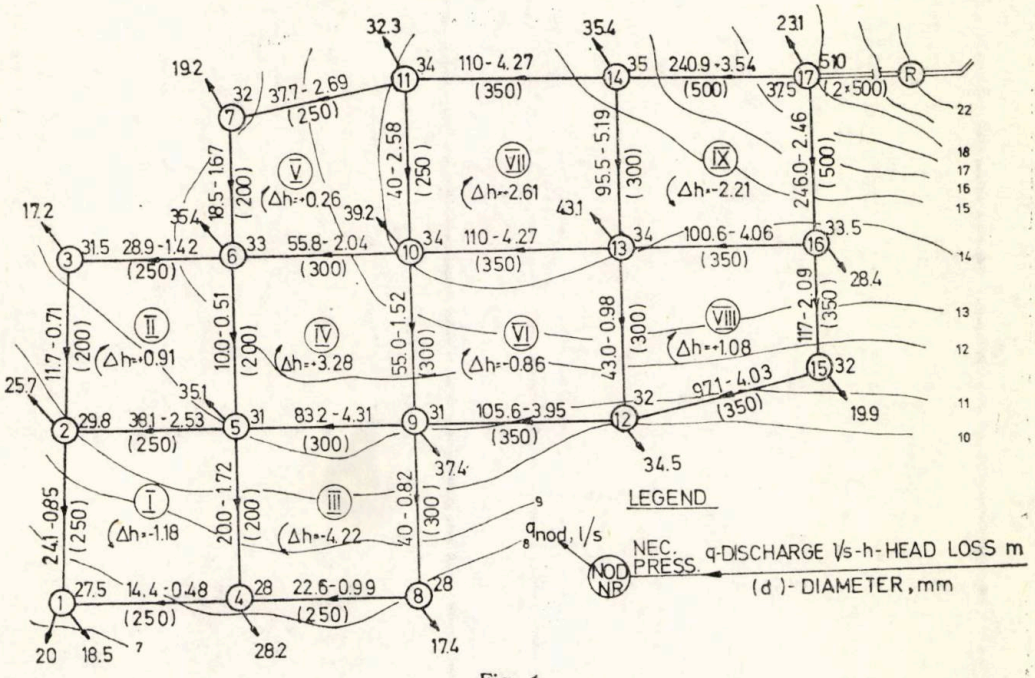

LEGEND
NOD NR
NEC. PRESS.
q-DISCHARGE l/s-h-HEAD LOSS m
(d)-DIAMETER, mm

Fig. 1

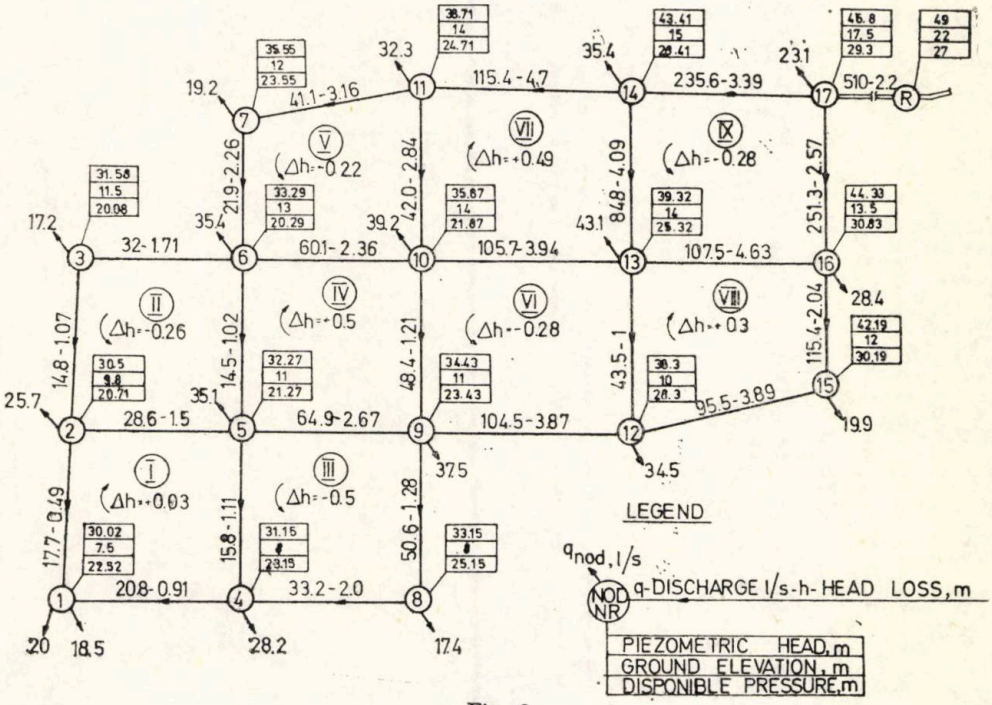
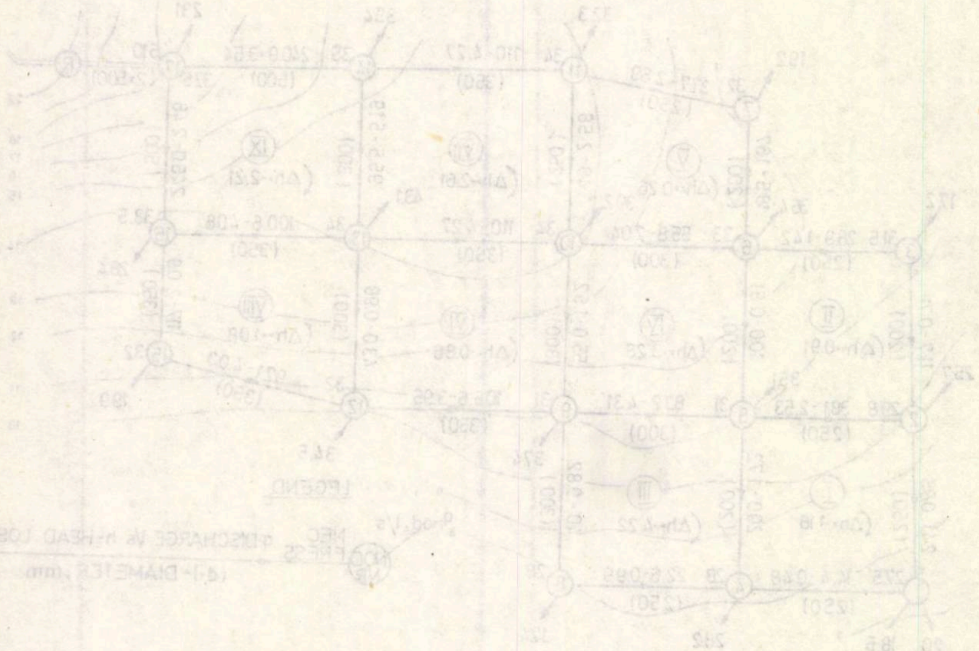
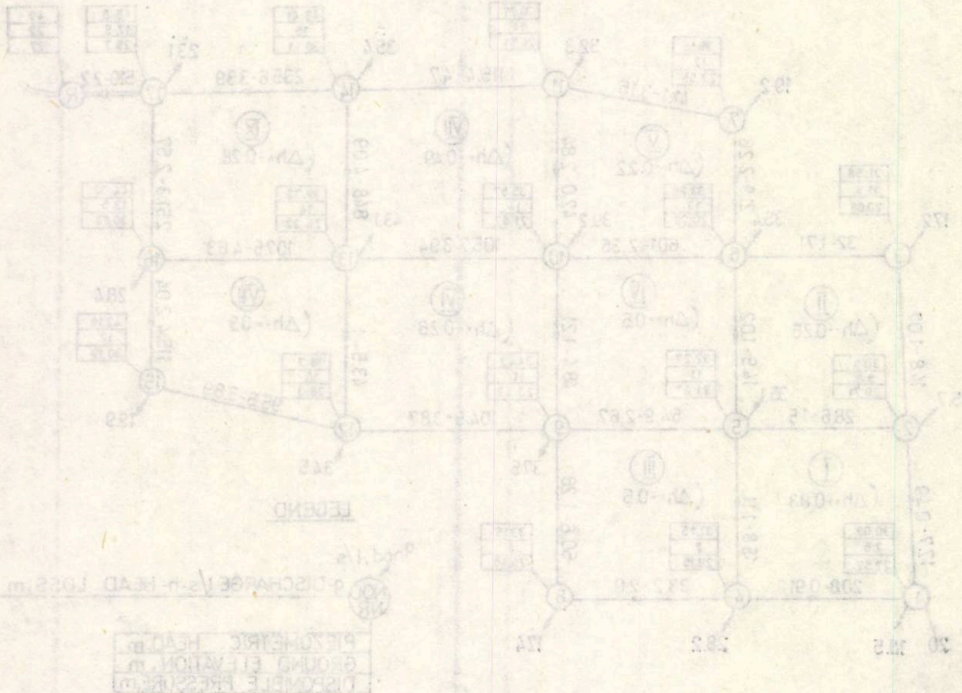

LEGEND
NOD NR
q-DISCHARGE l/s-h-HEAD LOSS, m
PIEZOMETRIC HEAD, m
GROUND ELEVATION, m
DISPONIBLE PRESSURE, m

Fig. 2





the least squares optimization Harwell subroutine VA05A by M.J.D. Powell [4] which combines derivative free Levenberg-Marquardt and steepest descent methods. The Levenberg-Marquardt equations are solved by a generalised inverse method.

The version of MINPACK for romanian computer Felix-256 was realised by one of the authors (O.P.) [5]. The user must be supply a subroutine for an objective function. Also he must propose starting values for the x_i values, $(x_i=1, ..., n)$, which are sufficiently close to the solution. In order to generate the starting points we used Aird & Rice global systematic search algorithm [6]. Thus for solving our nonlinear system we used a polyalgorithm which combines LMGENV algorithm and global search method.

4. Results

For the network calculus presented in Fig. 1 we have written a programme based on the polyalgorithm described in § 3.

The solution of system (6) was searched starting from ten starting points systematically generated into a space with 25 dimensions.

From all these starting points we reached to this solution in 35 ... 36 iterations, the accuracy of every calculated unknown being of 10^{-4}.

Table 1

Section of pipe line	Discharge, [l/s]	
	Lobatchev-Cross method	LMGENV method
1... 2	17.7	14.92
2... 3	14.8	16.17
1... 4	20.8	23.70
2... 5	28.6	33.10
3... 6	32.0	33.37
4... 5	15.8	10.75
5... 6	14.6	15.64
6... 7	21.9	22.02
4... 8	33.2	32.36
5... 9	64.9	63.31
6...10	60.1	62.39
7...14	41.1	41.22
8... 9	50.6	49.76
9...10	48.8	45.70
10...11	42.0	43.64
9...12	104.5	104.78
10...13	105.7	103.65
11...14	115.4	117.17
12...13	43.5	44.59
13...14	84.8	83.72
12...15	95.5	94.68
13...16	107.5	107.63
14...17	235.6	236.20
15...16	115.4	114.58
16...17	251.3	251.01

The time of execution is 1.2 s per iteration, or 39 s for a starting point.

The obtained results are in accordance with those obtained by the classical method Lobatchev-Cross as it is seen in Table 1.

In conclusion the proposed method may be successfully used for checking water supply network.

The authors proposed themselves to continue investigating the posibilities of using constraint and unconstraint nonlinear optimization techniques to solve different and multiple problems of water supply networks.

Aknowledgments. One of the authors (O.P.) wants to express his sincere thanks to Dr. K. Hillstrom and Dr J. Wang (Argonne National Laboratory) for providing MINIPAGK package and useful comments and Prof. J. Rice (Indiana University) for providing a copy of his systemic search algorithm.

Received, April 28, 1981

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydrotehnical Constructions
and
University „Al. I. Cuza", Jassy,
Department of Physics

REFERENCES

1, Шевелев Ф. А,, *Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных асбестоцементных и пласмассовых водопроводных труб.* Стройиздат, М., 1970.
2, Абрамов Н. А., Поспелова М. М., Варапась В. Н., Керилова Д. А, Сомов М. А., *Расчет водопроводных семей.* Стройиздат, М., 1976.
3. Hillstrom K. E., *Nonlinear Optimization in AMDLIB.* Tech. Memo., *297*, ANL, Illinois, 1976.
4. Hopper M. J., Harwell, *Subroutine Library, AERE — R 9185.* Harwell, 1979.
5. Petruş O., *Certification of MINIPACK for Romanian Computer FELIX-256.* INFO Colloquim, Jassy, Oct. 1979, (in Romanian).
6. Aird T. J., Rice T. J., SIAM J. Numer. Anal., 14, 296—312 (1977).

CALCULUL UNEI REŢELE DE ALIMENTARE CU APĂ FOLOSIND TEHNICI DE OPTIMIZARE NELINIARĂ

(Rezumat)

Pentru calculul unei reţele de alimentare cu apă se pun două probleme : verificarea şi dimensionarea reţelei. În lucrare se verifică reţeaua prezentată în fig. 1 şi 2. Se compară rezultatele obţinute pentru sistemul (3) şi (4) cu metoda Lobacev-Cross şi cu algoritmul LMGENV combinat cu metoda căutării globale ce rezolvă problema echivalentă (6).

Soluţia sistemului de ecuaţii (6) a fost căutată pornind de la 10 puncte de start generate sistematic într-un spaţiu cu 25 dimensiuni. Din toate aceste puncte de start s-a ajuns la soluţia căutată în 35...36 iteraţii, precizia fiecărei necunoscute calculate fiind de 10^{-4}. Timpul de execuţie este de 1,2 s pro iteraţie sau 39 s pentru un punct de start. Rezultatele obţinute concordă cu cele stabilite prin metoda clasică Lobacev-Cross, cum se constată din tabelul 1.

Metoda propusă poate fi utilizată cu succes la verificarea reţelei de alimentare cu apă.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tom XXVIII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. Z. 66 ; 662.9

MATERIALE TERMOIZOLATOARE DIN DEŞEURI

DE

ELENA BOTEZ

1. Introducere

În cadrul acţiunii pentru descoperirea şi valorificarea resurselor locale de materii prime şi ca urmare a indicaţiilor primite din partea Conducerii de Partid şi de Stat, s-au întreprins cercetări în vederea folosirii unor deşeuri ce rezultă din procesele tehnologice ale industriei textile şi celulozice, la realizarea de noi materiale de construcţii termoizolatoare, înlocuitori de polistiren şi de vată minerală.

În tot mai multe ţări ale lumii se acordă o atenţie deosebită problemei valorificării materiilor prime şi materialelor rezultate din procesul de producţie şi de consum. Explicaţia unui astfel de interes este aceeaşi pretutindeni, pe orice meridian al globului. Reconsiderarea materiilor prime secundare, în sensul utilizării lor în circuitul productiv, este dictată de raţiuni economice. Întreaga lume a înţeles că epoca materiilor prime ieftine a trecut de mult. Refolosirea produselor secundare de tot felul poate constitui o cale însemnată de asigurare a necesarului de materii prime pentru fiecare economie naţională, de economisire a fondurilor financiare şi în acelaşi timp, de conservare a mediului înconjurător.

Materialele termoizolante noi, realizate prin valorificarea superioară a unor deşeuri vegetale provenite din materii prime locale, sînt prezentate în tabelul 1, cu indicarea principalelor caracteristici tehnice necesare proiectării, în vederea folosirii lor ca material termoizolant la terase şi panouri de faţadă şi anume : a) densitatea aparentă în stare uscată, ρ_a, [kg/m^3], b) conductivitatea termică, λ, [kcal/m h °C], c) rezistenţa termică, R_0, [m^2 h °C/kcal].

Domeniile de folosire a acestor materiale, în funcţie de caracteristicile lor tehnice şi de comportarea în condiţii de exploatare, sînt prezentate de asemenea în tabelul 1.

Materialele care au constituit obiectul cercetării au fost : a) deşeuri celulozice de la Combinatul de celuloză şi hîrtie Letea, Bacău ; b) puzderia de in şi cînepă de la fabrica de topitorie de la Bereşti, Tazlău ; c) încîlcitura de in de la aceeaşi fabrică ; d) deşeuri textile nefilabile de la fabrica de postav, Buhuşi.

S-a urmărit, de asemenea,ca prin alegerea acestor materiale să fie îndeplinite următoarele condiţii generale : a) să fie eficiente din punct de vedere termotehnic , b) să aibă densitatea aparentă în stare uscată de maximum 500 kg/m^3 ; c) să nu conţină componente care să afecteze în timp calitatea construcţiilor prin reducerea rezistenţei elementelor de construcţie, a proprietăţilor termo- şi hidroizolante ale închiderilor, a aspectului finisajului interior şi exterior ; d) să nu conţină substanţe vătămătoare pentru sănătatea oamenilor atît în timpul execuţiei cît şi în exploatare ; e) să fie greu combustibile, imputrescibile, rezistente la atacul biologic şi stabile la apă ; f) să fie echivalente soluţiilor clasice, pe care să le poată înlocui.

Soluţiile prezentate pot permite producătorilor de materiale să analizeze posibilitatea producerii lor. De asemenea proiectanţii pot analiza soluţiile propuse prin prisma necesităţilor funcţionale ale investiţiilor respective.

2. Posibilităţile de utilizare a deşeurilor de la topitoriile de in şi cînepă

După recoltare, inul şi cînepa se supun unui proces de descompunere a zaharurilor inferioare prin depozitare sub apă (topire). După descompunere, celuloza rezultată din fibrele liberiene rămîne în amestec, cu o slabă coeziune, cu lignina. Separarea ligninei de fibrele li-

Tabelul 1

Caracteristicile termotehnice ale plăcilor termoizolatoare realizate în laborator

Nr. crt.	Denumirea materialului	Grosimea mm	Densitatea aparentă ρ_a kg/m³]	Conductivitatea termică λ_0	Conductivitatea termică λ_{calc}	Rezistența la transfer termic R_0 m² h °C/kcal	Rezistența la compresiune, R_c daN/cm²	Rezistența la încovoiere, R_i daN/cm²	Domeniul de utilizare
				kcal/m h °C					
1	Plăci din puzderie de in și cînepă liată cu silicat de sodiu	80	280	0,083	0,099	0,85			Plăci termoizolatoare pentru pereți exteriori, terase, planșee subsol.
		50	230	0,068	0,082	0,67			
2	Plăci din puzderie de in și cînepă liată cu aracet EC 50 diluat	80	250	0,086	0,103	0,82	16 ··· 18	8 ··· 10	
		50	220	0,064	0,076	0,71			
3	Plăci din puzderie de in și cînepă liată cu ipsos.	80	280	0,110	0,140	0,64			
		50	250	0,098	0,117	0,51			
4	Plăci din încîlcitură de in și cînepă liată cu silicat de sodiu	80	320	0,083	0,099*)	0,85			Înlocuitor de vată minerală pentru pereți și terase.
		40	290	0,075	0,090*)	0,53	25		
5	Plăci din încîlcitură de in și cînepă liată cu aracet diluat	80	317	0,08	0,096	0,36			
		40	284	0,07	0,084	0,56			
6	Plăci din deșeu de celuloză Letea**), liată cu silicat de sodiu	80	350	0,085	0,102	0,82			Pentru izolație terase și planșee subsol.
		60	340	0,072	0,080	0,75			
		40	328	0,068	0,082	0,57			
		20	320	0,065	0,078	0,37			
7	Plăci din deșeu de celuloză Letea, liată cu aracet diluat	80	346	0,081	0,097	0,84			
		60	330	0,069	0,083	0,77			
		40	325	0,067	0,080	0,58			
		20	320	0,065	0,078	0,37			
8	Deșeu scamă, Fabrica de postav, Buhuși, liată cu silicat de sodiu	60	300	0,058	0,070***)	0,093			Pentru înlocuirea vatei minerale la izolarea conductelor.
		40	285	0,054	0,065	0,74			
		20	256	0,044	0,053	0,49			
9	Deșeu scamă, Fabrica de postav, Buhuși, liată cu silicat de sodiu	60	313	0,065	0,078	0,70			
		40	290	0,055	0,066	0,69			
		20	267	0,048	0,057	0,62			

*) Pentru λ_{calc}. coeficientul de multiplicare ține cont de umiditatea de exploatare considerată (1,7%) ; pentru fiecare procent de umiditate λ_{calc}. crește cu 12%.

**) Deșeu de la CCH, Letea, cu $U=69\%$.

***) Pentru λ_{calc}, coeficientul de multiplicare ține cont de umiditatea de exploatare 3,1% raportată la volum ; pentru fiecare procent de umiditate λ_c crește cu 6,4%; pentru o creștere a umidității de 1%, raportată la masă, corespunde o creștere a lui λ_{calc}. de 2%.

beriene celulozice se efectuează prin prelucrare mecanică, rezultînd pe de o parte puzderii iar pe de altă parte fuior. Fuiorul se prelucrează în continuare sortîndu-se deșeurile denumite cîlți.

Puzderiile conțin cantități reduse de zaharuri și ca atare nu mai prezintă posibilități de putrezire sau de a fi dăunătoare cimentului. Acestea pot fi aglomerate cu ciment rezultînd fibrobetonul sau cu lianți organici la realizarea materialelor termoizolatoare.

În cazul utilizării ipsosului ca liant, pentru aglomerare, agregatele vegetale nu mai necesită mineralizare, deoarece nu exercită nici o acțiune asupra ipsosului iar pe de altă parte deși ipsosul este relativ puțin solubil în apă, rezultă o soluție suficient de concentrată care impregnează fibra vegetală și împiedică dezvoltarea ciupercilor.

Tehnologia de confecționare în acest caz este următoarea :

1° Se introduce apa în malaxor și un întîrzietor de priză.

2° Se adaugă ipsosul și se amestecă pînă se obține un lapte.

3° Se toarnă agregatele cîntărite amestecîndu-se pînă la omogenizare. În cazul cînd nu s-a introdus un întîrzietelor de priză amestecarea și punerea în operă trebuie să se realizeze repede.

În cazul lierii cu ciment se impune mineralizarea în prealabil, care se efectuează introducînd puzderia, cîntărită cu ajutorul cupei, în malaxor, peste care se adaugă sulfatul feros dizolvat în circa 40% din cantitatea totală de apă și se malaxează timp de 2 ···3 min pînă cînd întreg materialul își schimbă uniform culoarea, după care se introduce silicatul de sodiu diluat cu circa 30% din cantitatea totală de apă, continuîndu-se malaxarea încă 2 min, iar în final se adaugă clorura de calciu dizolvată în restul de apă continuîndu-se malaxarea timp de 2 min. Amestecarea cu ciment se realizează prin introducerea cimentului cîntărit cu cupa și malaxarea în continuare pînă la obținerea unei compoziții omogene.

Cînd cantitatea de apă a fost judicios aleasă este reținută în întregime de amestec și la o bătaie ușoară cu mistria apare luciul specific pastei de ciment. Punerea în lucrare se face în maximum 30 min de la confecționare. Compactarea plăcilor se realizează prin îndesarea ușoară cu un mai de lemn.

Altă posibilitate de liere, care elimină operația de mineralizare în prealabil a agregatelor vegetale, este cea cu *silicat de sodiu* (Na_2SiO_3) — sticla solubilă. Fiind un liant mineral, sticla solubilă prezintă avantaje față de lianții organici și anume nici nu arde și nici nu putrezește. Se întărește la aer în urma uscării și separării silicei amorfe sub acțiunea bioxidului de carbon din atmosferă, după reacția :

$$Na_2SiO_3 + CO_2 = Na_2CO_3 + SiO_2.$$

De asemenea, ea se întărește sub acțiunea acizilor, a clorurii de calciu cum și a altor substanțe. Pentru accelerarea întăririi, sticla solubilă se încălzește sau se adaugă un catalizator fluosilicatul de sodiu (Na_2SiF_6).

Tehnologia de confecționare a plăcilor termoizolatoare pentru pereți și acoperișuri este indicată de normativul C_{13}-61 pct. 7.1.2.

Plăcile se păstrează în hală în tiparele în care au fost confecționate, timp de 24 ore, după care se face decofrarea și stivuirea în hală. Transportul plăcilor pînă la stivă se efectuează în rama tiparului. După trei zile de păstrare în stivă plăcile sînt transportate și stivuite pe platformă. Expedierea pe șantiere se face după cel puțin 28 zile de la confecționare, în funcție de temperatura mediului ambiant și numai dacă plăcile au o umiditate de maximum 10%.

3. Lianții utilizați pentru aglomerare

În cadrul cercetării de față s-a utilizat ca liant : a) silicatul de sodiu ($\rho = 1{,}35$ g/cm^3) ; b) aracetul EC_{50} (diluție 1 : 1) ; c) ipsos (raport apă : ipsos $= 0{,}8 \cdots 1{,}4$).

Pentru a reduce consumul de liant acesta a fost pulverizat peste agregatele utilizate iar omogenizarea s-a efectuat manual, fiind vorba de cantități reduse de material necesare confecționării probelor de încercare. Presarea în matriță s-a realizat cu o sarcină de 25 daN/cm^2. Materialul astfel obținut este elastic, ușor de manipulat și suficient de rezistent pentru a nu se deteriora la transport și punerea în lucrare. De asemenea,greutatea specifică (kg/m^3) este redusă.

Ca urmare a încercărilor efectuate s-a constatat că folosirea ipsosului pentru aglomerare conduce la mărirea densității aparente, respectiv a conductivității termice a produsului.

Umiditatea de saturație a puzderiei de in și cînepă folosită a fost $< 10\%$ și nu a necesitat o condiționare prealabilă a acesteia.

Deșeul celulozic provenit de la C.C.H., Letea, a fost necesar să fie supus operației de uscare pînă la aducerea la masă constantă datorită conținutului de umiditate ridicat, de 69%. De asemenea, deșeul textil de la fabrica de postav, Buhuși, cu o umiditate de saturație a fibrei de 36%, a necesitat aceeași operație.

4. Concluzii

1. Densitatea aparentă specificată în tabelul 1 este determinată pentru materialele în stare uscată, pînă la masă constantă, în etuvă, la temperatura de 105°···110°C, pentru condiționare. În urma uscării probele nu au suferit deformații. Atmosfera laboratorului în care s-au efectuat măsurătorile a fost normală (temperatura de 18°···25°C, umiditatea relativă 55···65%).

2. Conductivitatea termică a materialelor incluse în tabelul 1 s-a determinat pe cale experimentală, în laborator, conform STAS 5912/80 (metoda plăcii încălzitoare cu un singur corp de probă, aparat tip dr. Bock).

Valoarea conductivității termice, obținută experimental, se referă la materialul în stare uscată și la temperatura medie de 0°C. Pentru conductivitatea termică de calcul valorile obținute experimental se majorează cu 1,2, coeficient de multiplicare care ține seama de umiditatea de exploatare considerată (1,7%). Pentru fiecare procent de umiditate λ crește cu 12%.

Variația conductivității termice în funcție de densitatea aparentă se explică prin cantitatea diferită de aer inclusă în porii materialului. Ținînd seama de această corelație se poate evalua cu aproximație coeficientul de conductivitate termică, avînd în vedere influența exercitată de alți factori ca: natura porilor, compoziția chimică, structura moleculară etc.; această evaluare este de multe ori afectată de erori considerabile.

Un alt factor important care influențează conductivitatea termică este natura și mărimea porilor. La un grad de porozitate identic conductivitatea termică crește odată cu mărimea porilor, pentru că în acest caz sporește convecția aerului conținut în pori, ceea ce favorizează trecerea căldurii. Astfel, de exemplu, la o temperatură de 0°C în porii cu diametrul de 0,5 mm aerul are un coeficient de conductivitate termică $\lambda = 0{,}022$ kcal/m h °C în timp ce în porii de 5 mm valoarea sa este $\lambda = 0{,}038$ kcal/m h °C.

3. Calculul rezistenței la transmisia termică s-a efectuat conform STAS 6472/3-73 ținînd cont de caracteristicile termice R_i, R_e și R. Stabilirea rezistenței la transfer termic, optimă din punct de vedere economic, se va efectua conform prescripțiilor în vigoare pentru termoizolația înglobată.

Primită la 30 octombrie 1980

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de căi de comunicații și fundații

BIBLIOGRAFIE

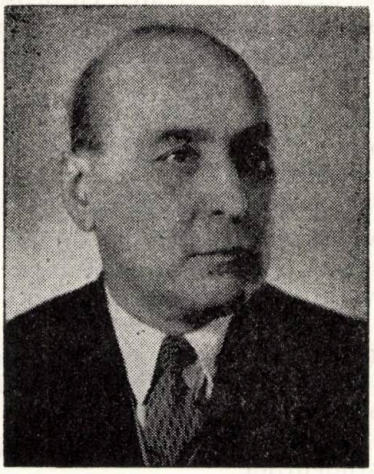
1. Dumitriu — Vîlcea E. ș.a., *Îndrumător de proiectare în fizica construcțiilor*. Ed. Tehn. Buc., 1976.
2. Popescu I. Em., *Materiale de construcții din deșeuri industriale*. Ed. Tehn., Buc., 1974.
3. Dumitriu — Vîlcea E. ș.a., *Materiale termo- și fonoizolatoare în construcții*. Ed. Tehn., Buc., 1971.
4. * * * *Soluții de izolații termice la acoperișuri și pereți exteriori pentru hale fără polistiren sau vată minerală*. Catalog I.P.C.T.
5. * * * *Soluții de pereți exteriori fără polistiren sau vată minerală la clădiri de locuit*. Catalog I.P.C.T., iulie 1980.
6. * * * *Pereții exteriori fără polistiren sau vată minerală la clădiri de locuit P+4 nivele*. Catalog I.P.C.T., august 1980.
7. * * * *Utilizarea de noi materiale de construcții cu caracteristici fizico-mecanice îmbunătățite și eficiente din punct de vedere economic*. I.C.C.P.D.C., laborator M.N.C.
8. * * * *Determinarea conductivității termice a materialelor de construcții omogene*. STAS 5912—80.
9. * * * *Calculul rezistenței la transfer termic și la stabilitate termică*. STAS 6472/3-79.

ПРИМЕНЕНИЕ НОВЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛЛОВ С ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫМИ СВОЙСТВАМИ

(Резюме)

Представляются определенные в лаборатории теплотехнические характеристики материаллов из вегетативных и текстильных отбросов.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—2, 1981
Secția V
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ



EMANOIL MUNTEANU-ADĂSCĂLIȚEI

1903—1980

La 26 decembrie 1980 a încetat din viață profesorul universitar ing. Emanoil Munteanu-Adăscăliței, cadru didactic de prestigiu al Facultății de construcții, șef al disciplinei de construcții metalice.

S-a născut la 25 februarie 1903 la Odesa (U.R.S.S.), unde a efectuat studiile primare și secundare.

Devenit orfan de tată, este confruntat, ca adolescent, cu multe greutăți materiale. Ocupă un post de învățător la o școală primară din Stîngeni—Bălți. Ulterior se angajează ca desenator tehnic la o întreprindere de construcții din București.

În perioada 1928—1933 urmează cursurile Școlii politehnice din București pe care le absolvă cu calificative maxime. Este cunoscut și apreciat de eminentul inginer constructor E. Prager. Ulterior pleacă la Timișoara unde se angajează la secția de construcții din cadrul Direcției

Regionale C.F.R. unde își desfășoară activitatea în perioada 1934—1943, avînd contribuții directe la realizarea unor importante lucrări de poduri de cale ferată.

În anul 1943 își începe îndelungata activitate de cadru didactic ocupînd funcția de asistent universitar la Institutul politehnic din Timișoara. În anul 1949 se transferă la Facultatea de construcții din Iași ocupînd funcția de conferențiar, ulterior fiind promovat profesor și titular al disciplinei de construcții metalice.

Cunoscut și recunoscut ca un specialist cu deosebită valoare în domeniul construcțiilor a adus un aport de substanță la afirmarea școlii superioare ieșene de construcții, impunîndu-se prin realizări de prestigiu pe tărîm didactic și științific.

Viața profesorului M u n t e a n u-A d ă s c ă l i ț e i a fost un exemplu aparte de consacrare totală activității inginerești și didactice pentru care a renunțat la orice altă preocupare.

Dintre numeroasele sale înfăptuiri la catedră se disting între altele :

a) organizarea disciplinei de construcții metalice, cu primul curs publicat la Iași pentru această importantă ramură de inginerie ;

b) promovarea cercetării științifice în domeniul construcțiilor metalice cu greutate minimă ;

c) crearea și formarea unui colectiv de cadre didactice tinere care au colaborat cu el și apoi au continuat activitatea didactică și de cercetare științifică în ramura construcțiilor metalice ;

d) organizarea la Facultatea de construcții a primei catedre pentru practica preliminară a studenților.

Profesorul M u n t e a n u-A d ă s c ă l i ț e i a depus eforturi neîntrerupte pentru o bogată documentare, pentru legături cu școlile străine de construcții metalice din țările socialiste.

În anul 1968, la 65 ani de viață și 48 ani de activitate, s-a pensionat de la Catedra de construcții civile și industriale.

Toți cei care l-au cunoscut și apreciat, colegi, cele 26 generații de studenți ai săi, specialiști din cercetare, proiectare și execuție din domeniul construcțiilor, vor păstra în timp neștearsă imaginea omului și profesorului Emanoil M u n t e a n u-A d ă s c ă l i ț e i, realizările sale, modestia sa, spiritul de ordine și disciplină care l-au animat permanent, modul minuțios și exigența cu care rezolva fiecare problemă, totalul atașament pentru învățămînt și studenți ca și marea sa dragoste pentru meseria de inginer constructor.

Institutul politehnic, Iași.
Colectivul disciplinei de construcții metalice

R

R 18 12/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

Tomul XXVII (XXXI)

Fasc. 3—4

Secția V

CONSTRUCȚII ARHITECTURĂ

1981

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXVII (XXXI)

Fasc. 3—4

Secţia V

CONSTRUCŢII ARHITECTURĂ

1981

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. dr. doc. **VAL. BLIDARU,**
Prof. dr. doc. **N.V. BOȚAN,**
Prof. dr. ing. **GH. CAȘLER,**
Prof. dr. ing. **M. GAFIȚANU** (președinte),
Prof. dr. **P. MÂLCOMETE,**
Prof. dr. doc. **D. MANGERON,**
Prof. dr. ing. **T. SILION,**
Acad. prof. dr. doc. **CR. SIMIONESCU,**
Prof. dr. ing. **I. VLAD.**

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI V. CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

Conf. dr. ing. **H. ZAROJANU**
Prof. dr. ing. **A. RADU**
Conf. arh. **N. PORUMBESCU**

REDACȚIA

Prof. dr. doc. **D. MANGERON** (redactor responsabil)
Prof. dr. ing. **HUGO ROSMAN** (secretar)
Conf. dr. ing. **VICTOR–FLORIN POTERAȘU** (secretar adjunct)
ECATERINA IRIMIEA (tehnoredactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3–4 1981

Secţia V

CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

SUMAR

Pag.

V. F. POTERAŞU, Extincţia în timp minim a vibraţiilor unui cadru de forfecare induse de un seism (engl., rez. rom.) . . . 7

G. ALLETTO, M. PAPIA, G. RUSSO şi G. ZINGONE (Italia), Optimizarea structurală în regim dinamic a sistemelor în cadre de beton armat rigidizate cu contravîntuiri reticulate (ital., rez. rom.) . . . 13

D. PRECUPANU şi R. MÜHLBÄCHER, Dimensionarea optimă a grinzilor metalice continue pretensionate pe reazeme (germ., rez. rom.) . . . 21

R. SARDINO, Stabilirea sarcinii termice a instalaţiilor clădirilor în condiţii de regim nestaţionar (franc., rez. rom.) . . . 29

N. GIUŞCĂ, Stabilirea protecţiei termice optime pentru betonul executat pe timp friguros (rom., rez. engl.) . . . 35

D. PRECUPANU, M. DIACONU şi C. LEONTE, Structuri de rezistenţă pentru hale industriale cu acoperişul realizat dintr-un nou element tip şed (rom., rez. franc:) . . . 41

C. LEONTE, Asupra dispunerii armăturilor postîntinse în elementele şi structurile de beton precomprimat asamblate din bolţari prefabricaţi de beton (rom., rez. franc.) . . . 47

C. JANTEA, C. CAPATU şi R. MÜHLBÄCHER, Încercarea în regim static şi dinamic a îmbinărilor cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate, protejate anticoroziv (germ., rez. rom.) . . . 53

E. POPA, Intersecţia înainte cu laturi rezolvată prin utilizarea calculului vectorial şi a numerelor complexe (franc., rez. rom.) . . . 59

GH. NISTOR, Contribuţii la determinarea ciclică a înclinării (I) (franc., rez. rom.) 65

S. HOLTIER, Studiul transformărilor structurale în sistemele urbane şi teritoriale cu ajutorul analizei-Q (I) (engl., rez. rom.) . . . 73

A. GORINCIOIU, Rezistenţa unor lianţi cu conţinut mare de zgură la coroziunea compuşilor cu azot (rom., rez. engl.) . . . 81

EM. BĂRSAN, V. ARNĂUTU şi C. BĂRSAN, Studiul serii a două filtre (engl., rez. rom.) . . . 87

H. ZAROJANU şi GH. GUGIUMAN, Evoluţia stării de fisurare la o îmbrăcăminte din beton de ciment armat continuu (II) (rom., rez. franc.) . 95

NICOLAE Z. STRAT . . . 99

LONGHIN MACAREVICI . . . 101

RECENZII . . . 103

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tom XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981

Section V

CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE

CONTENTS

	Pp.
V.-F. POTERAŞU, Extinction in Minimum Time of a Shear Frame Vibrations Induced by an Earthquake (English, Romanian summary)	7
G. ALLETTO, M. PAPIA, G. RUSSO i G. ZINGONE (Italy), Ottimizzazione strutturale in fase dinamica di sistemi intelaiati in C. A. irrrigediti da controventi reticolari (Italian, Romanian summary)	13
D. PRECUPANU und R. MÜHLBACHER, Optimale Bemessung im Stützenbereich vorgespannter stählerner Durchlaufträger (German, Romanian summary)	21
R. SARDINO, Établissement de la charge thermique des installations des bâtiments en régime nonstationnaire (French, Romanian summary)	29
N. GIUŞCĂ, Determination of Optimum Thermal Protection for Concrete Poured in Cold Conditions (English, Romanian summary)	35
D. PRECUPANU, M. DIACONU et C. LEONTE, Structures de résistance pour des halles industrielles à toit réalisé d'un élément nouveau type shed (Romanian, French summary)	41
C. LEONTE, Sur la disposition des armatures précontraintes dans les les éléments et les ossatures en béton précontraint, assemblés par des voussoirs préfabriqués en béton (Romanian, French summary)	47
C. JANTEA, C. CAPATU und R. MÜHLBÄCHER, Stati che und dynamische Versuche der HV-Schraubenverbindungen mit Korrosionsschutzanstrich (German, Romanian summary)	53
E. POPA, Intersection linéaire, solutionnée par l'utilisation du calcul vectoriel et des nombres complexes (French, Romanian summary)	59
GH. NISTOR, Contributions à la détermination cyclique de l'inclinaison des constructions hautes en employant des mesures topogéodésiques (I) (French, Romanian summary)	65
S. HOLTIER, The Study of Structural Changes in Urban and Regional Systems by *Q*-Analysis (I) (English, Romanian summary)	73
A. GORINCIOIU, Strength of Some Bonds with a Large Dross Contents at the Corrosion of Nitrogen Compounds (Romanian, English summary)	81
EM. BÂRSAN, V. ARNĂUTU and C. BÎRSAN, The Study of two Filters Series (English, Roumanian sumary)	87
H. ZAROJANU et GH. GUGIUMAN, L'évolution de la fissuration d'un revêtement en béton armé continu (II) (Romanian, French summary)	95
NICOLAE Z. STRAT	99
LONGHIN MACAREVICI	101
BOOK REVIEWS	103

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXVII (XXXI), Вып. 3—4 **1981**

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
В.-Ф. ПОТЕРАШУ, Определение минимального времени затухания индуцированных землетрясением колебаний рам (англ., рез. рум.)	7
Г. АЛЛЕТТО, М. ПАПИЯ, Г. РУССО и Г. ЗИНГОНЕ (Италия), Оптимизация сооружении железобетонных рам в динамическом действие которым было преданно жесткость с помощью ветровыми вертикальнами раскосами (итал., рез. рум.)	13
Д. ПРЕКУПАНУ и Р. МЮЛБЕХЕР, Оптимальная проектирование предварительно напраженных на опорах неразрезных балок (нем., рез. рум.)	21
Р. САРДИНО, Устаонвление тепловой грани жилищных установок в условиях неустановившего режима (франц., рез. рум.)	29
Н. ДЖЮШКЭ, Установления оптимального термического охранения бетона при работе в условиях низких температур (рум., рез. англ.)	35
Д. ПРЕКУПАНУ, М. ДИАКОНУ и К. ЛЕОНТЕ, Структуры одноэтажных промышленных зданий покрытие которых имеют в свой состав новый элемент типа шед (рум., рез. франц.)	41
К. ЛЕОНТЕ, О расположении напрягаемой арматуры пучков в строительных сооружениях, соединенных из сборного блоками железобетона (рум., рез. франц.)	47
К. ЖАНТЯ, К. КАПАТУ и Р. МЮЛБЕХЕР, Испытание в статический и динамический режим защищенных против коррозии соединений, с высокими прочными предварительными напряженными болтами (нем., рез. рум.)	53
Е. ПОПА, Прямая засечка со сторонам и решенная путем применения векториальнього вычисления и комплесных чисел (франц., рез. рум.)	59
Г. НИСТОР, Вклад в циклическое определение крена высоких сооружений используя геодезическое измерения (I) (франц., рез. рум.)	65
С. ХОЛТИЕР, Применение Q-анализа в исследовании структурых изменений в городских и территориальных системах (I) (англ., рез. рум.)	73
А. ГОРИНЧОЮ, Сопротивление некоторых связей с большим содержание шлака коррозии азотных соединений (рум., рез. англ.)	81
Э. БЫРСАН, В. АРНЭУТУ и К. БЫРСАН, Изучение серий с двухступенчатым фильтром (англ., рез. рум)	87
Х. ЗАРОЖАНУ и Г. ГУДЖЮМАН, Эволюций процесс образования трещин в дорожном покрове из цемент жецезобетона постоянного (II) (рум., рез. франц)	95
НИКОЛАЕ З. СТРАТ	99
ЛОНГИН МАКАРЕВИЧ	101
РЕЦЕНЗИИ	103

Том XXVII (XXXII). Вып. 3—4 1981

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В.-Ф. ПОТРЕБАШ. Определение минимального времени загружения индуцированных вынужденными колебаниями рам (англ., рез. рум.) 7

Т. АЛЕКСЕЕВ, М. ДАНЕВ, Г. ГУССО и Г. ЗИНТОЛЕ (Италия). Оптимальное соотношение железобетонных рам в диагональном направлении которым (было предложено местоположение с помощью вертикальных растянутых связей (англ., рез. рум.) 13

Д. ШЕВКУШАНУ и Р. МОЛЕЖУК. Оптимальная проектировка предварительно напряженных на опорах неразрезных балок (англ., рез. рум.) 31

Р. САЛЛИНО. Установление типовой трещины жидкостных хранилищ в условиях неустановившегося режима (франц., рез. англ.) 39

И. ЛЮБОШЕВ. Установление оптимального температурного скорректированного при работе в условиях низких температур (рум., рез. англ.) 53

Д. ШЕВКУШАНУ, М. ЯНЕСКУ и К. ГЕОРГЕ. Структурная оптимизация пространственных ферменных покрытий (англ., рез. рум.) 61

К. ЛЮБЕТ. О расположении напряженной арматуры в стропильных конструкциях, соединенных на сборного бетона (рум., рез. англ.) 67

К. ЖАНТЯ, К. НАДАТУ и Р. МОЛЕЖУК. Испытание и статическая и динамическая работа защищенных против коррозии соединительных с высокими прочными предварительными напряжениями болтами (нем., рез. рум.) 85

В. ПОПА. Прямая высота со стержня и расчета пути применения вспомогательного, выполнения в конструкциях типа (франц., рез. рум.) 89

Г. ИНСТОР. Прием и численное определение время высоких сооружений под нагрузки геодезического напряжения (I) (франц., рез. рум.) 65

С. ЗОЛТНЕР. Применение с анализа в исследовании структурных изменений в горбелях в термопластических системах (I) (англ., рез. рум.) 73

А. ТОРЧИНСКИ. Определение моторных систем с большим сопротивлением пути кровати опорных соединений (рум., рез. англ.) 81

З. ЕЛЬЧАН, В. АРНСУТУ и К. ЕЛЬЧАН. Изучение серии с напустырями фильтром (англ., рез. рум.) 87

Ж. ВАТОНАНУ и Г. ГУЦИОМАН. Вопросы проекта образования трещин в железном покрове на цемент железобетона постоянного (II) (рум., рез. франц.) 95

ЛИЗОКЛАТ В. СТЕАТА 99

ГОЛТИН ИЛИЧЕВИЧ 101

РЕЦЕНЗИИ 103

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D.C. 624.04 ; 624.9

EXTINCTION IN MINIMUM TIME OF A SHEAR FRAME VIBRATIONS INDUCED BY AN EARTHQUAKE

BY

VICTOR-FLORIN POTERAŞU

Dedicated to
Prof. Dr. D. MANGERON
on his jubilee year

1. In recent years considerable attention has been directed towards inverse or system identification problems in linear and nonlinear structural dynamics: as survey papers in this field may be cited [1]...[6]. In S. S. Simonian's paper [7] inverse problems are grouped under four general classes: synthesis, control, identification and joint input, and system parameters identification.

The aim of this paper is to study many particular (theoretical and methodological) aspects of inverse problems belonging to the second cathegory.

As an illustration, consider the case of the shear frame with an earthquake motion (Fig. 1). From the dynamic analysis of the model, it results:

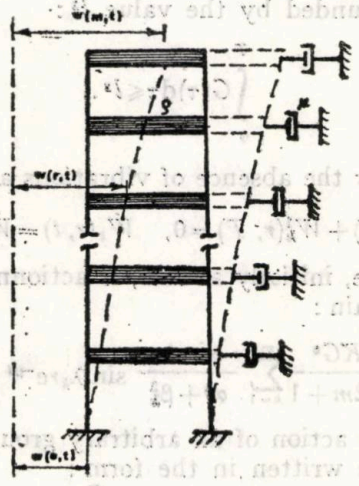


Fig. 1

$$[\rho D_t^2+\mu D_t-K\nabla_r]w(r,t)=0,\quad (\nabla f(x)=f(x+1)-2f(x)+f(x-1)), \tag{1}$$

with the boundary conditions :

$$\Delta_r w(m, t)=0,\ w(0, t)=G(t), \tag{2}$$

where : ρ — uniform story masses, μ — external damping, K — stiffness of the vertical elements.

The solution for this homogeneous equation with inhomogeneous conditions can be expressed in the form

$$\begin{bmatrix} P(r, t) \\ w(r, t) \end{bmatrix} = \sum_{k=1}^{m} \begin{bmatrix} P_k(t) \\ W_k(t) \end{bmatrix} \sin \lambda_k r, \qquad \lambda_k = \frac{2k-1}{2m+1}\pi, \tag{3}$$

plus a boundary function written as a series, which is invalid at $r=0$:

$$w(r, t)=G(t)+\sum_{k=1}^{m}[W_k(t)-C_k G(t)]\sin \lambda_k r,\ (r=0,\ (1), m), \tag{4}$$

where C_k is the expansion of unity in this series

$$1=\sum_{k=1}^{m} C_k \sin \lambda_k r, \tag{5}$$

$$C_k = \frac{2\operatorname{ctg}(\lambda_k/2)}{2m+1}. \tag{6}$$

Substitution of Eq. (4) into (1), expansion of the constant with respect to r, $G(t)$, as a series (5) and matching coefficients gives the following equation for $W_k(t)$:

$$(\rho D_t^2+\mu D_t+2K\gamma_k)W_k(t)=2K\gamma_k C_k G(t), \tag{7}$$

$$\gamma_k=1-\cos \lambda_k. \tag{8}$$

The arbitrary ground motion $G(t)$ is considered as a control parameter. We determine the value of this parameter for the extinction in a minimum time of a shear frame vibrations.

2. The total energy of the control device expended in extinguishing of the vibrations is bounded by the value l^2 :

$$\int_0^T G(\tau)\mathrm{d}\tau \leqslant l^2. \tag{9}$$

The conditions for the absence of vibrations at $t=T$ are :

$$W_k(r, t)=W_k^0(r, T)+W_k^1(r, T)=0,\quad \dot{W}_k(r, t)=\dot{W}_k^0(r, T)+\dot{W}_k^1(r, T)=0. \tag{10}$$

If the shear frame, initially at rest, is actionned by a ground motion $G(t)=G^0\delta(t-\tau)$ we obtain :

$$W_k^0(r, t)=-\frac{4KG^0}{\rho(2m+1}\sum_{k=1}^{m}\frac{\sin \lambda_k}{\alpha^2+\beta_k^2}\sin \lambda_k r e^{-\mu t}\left(\cos \beta_k t+\frac{\alpha}{\beta_k}\sin \beta_k t\right). \tag{11}$$

In the case of the action of an arbitrary ground motion $G(t)$, the solution $W_k^{(1)}(r, t)$ may be written in the form :

$$W_k^1(r, t)=\frac{4K}{\rho(2m+1)}\sum_{k=1}^{m}\frac{\sin \lambda_k}{\beta_k}\sin \lambda_k r\int_0^T e^{-\alpha(t-\tau)}G(\tau)\sin \beta_k(t-\tau)\mathrm{d}\tau, \tag{12}$$

where

$$\alpha=\frac{\mu}{2\rho},\ \beta_k^2=\frac{2K}{\rho}\gamma_k-\alpha^2.$$

If we substitute Eqs. (11) and (12) into conditions (10) and make a term-by-term comparison, then we obtain the relations :

$$(13)\quad \begin{cases} G^0\sin\beta_k T=(\alpha\cos\beta_k T+\beta_k\sin\beta_k T)\int_0^T e^{\alpha\tau}G(\tau)\sin\beta_k\tau\,d\tau+ \\ \qquad +(-\alpha\sin\beta_k T+\beta_k\cos\beta_k T)\int_0^T e^{\alpha\tau}G(\tau)\cos\beta_k\tau\,d\tau, \\ \dfrac{G^0}{\alpha^2+\beta_k^2}\left(\cos\beta_k T+\dfrac{\alpha}{\beta_k}\sin\beta_k T\right)=\dfrac{1}{\beta_k}\left[\left(\int_0^T e^{\alpha\tau}G(\tau)\cos\beta_k\tau\,d\tau\right)\sin\beta_k T-\right. \\ \qquad \left.-\left(\int_0^T e^{\alpha\tau}G(\tau)\sin\beta_k\tau\,d\tau\right)\cos\beta_k T\right]. \end{cases}$$

We introduce the notations :

$$(14)\qquad x_1=\int_0^T e^{\alpha\tau}G(\tau)\sin\beta_k\tau\,d\tau,\ x_2=\int_0^T e^{\alpha\tau}G(\tau)\cos\beta_k\tau\,d\tau.$$

Solving (13) w.r.t. x_1 and x_2, we can write Eqs. (13) in the equivalent form :

$$(15)\quad \begin{cases} \int_0^T e^{\alpha\tau}G(\tau)\sin\beta_k\tau\,d\tau=\dfrac{G^0}{\beta_k}\left(2\sin^2\beta_k T-\dfrac{\beta_k^2}{\alpha^2+\beta_k^2}\right), \\ \int_0^T e^{\alpha\tau}G(\tau)\cos\beta_k\tau\,d\tau=\dfrac{G^0}{\beta_k}\left(\sin 2\beta_k T+\dfrac{\alpha\beta_k}{\alpha^2+\beta_k^2}\right). \end{cases}$$

Thus, it is necessary to find a ground motion $G(t)$, satisfying the constraint (9), for which relations (15) hold for minimum T.

Following the method of moments elaborated by K r e i n [9], for the solution of the formulated problem we consider an auxiliary one, namely, to find :

$$(16)\qquad \min_{\xi_1,\ldots,\xi_i} J=\int_0^T\left|\sum_{k=1}^{i}\xi_k g_k'(t)\right|^2 dt,$$

with the condition

$$\sum_{k=1}^{i} \xi_k \alpha_k' = 1. \tag{17}$$

Here α_k' and $g_k'(t)$ are the right sides of the coefficients for the function $G(\tau)$ in Eqs. (15) ; in this case the minimum time T is determined from the equation

$$\min_{\xi_1, \ldots, \xi_i} J = l^{-2}, \tag{18}$$

and the control action is determined from the equation

$$G(t) = l^2 \left| \sum_{k=1}^{i} \xi_k g_k'(t) \right| \operatorname{sign} \sum_{k=1}^{i} \xi_k g_k'(t). \tag{19}$$

Retaining a finite number of terms in relations (15), we can extinguish any combination of forms of vibrations.

The dangerous vibrations are based on the k-th form and will be extinguished in minimum time T. Then the auxiliary problem can be written as follows :

$$\min_{\xi_1, \xi_2} J = \int_0^T |\xi_1 \cos \beta_k t + \xi_2 \sin \beta_k t|^2 dt, \tag{20}$$

with the condition

$$\frac{G^0}{\beta_k}\left(2\sin^2 \beta_k T - \frac{\beta_k^2}{\alpha^2+\beta_k^2}\right)\xi_1 + \frac{G^0}{\beta_k}\left(\sin 2\beta_k T + \frac{\alpha\beta_k}{\alpha^2+\beta_k^2}\right) = 1. \tag{21}$$

The stationary part of the functional (20) with account of (21) is determined from the conditions and is given by $\partial J/\partial \xi_1 = 0$, $\partial J/\partial \xi_2 = 0$:

$$\begin{cases} \xi_1 = \dfrac{1}{b} \cdot \dfrac{-1 + \dfrac{a}{b}\delta + \cos\delta - \dfrac{a}{b}\sin\delta}{\delta + \sin\delta + 2\dfrac{a}{b}(1-\cos\delta) + \dfrac{a^2}{b^2}(\delta - \sin\delta)}, \\ \xi_2 = \dfrac{1}{b}(1 - a\xi_1), \qquad \delta = 2\beta_k T, \end{cases} \tag{22}$$

with

$$a = \frac{G^0}{\beta_k}\left(2\sin^2 \beta_k T - \frac{\beta_k^2}{\alpha^2+\beta_k^2}\right), \qquad b = \frac{G^0}{\beta_k}\left(\sin 2\beta_k T + \frac{\alpha\beta_k}{\alpha^2+\beta_k^2}\right).$$

From the relation (18) we obtain the equation

$$l^{-2} = \frac{1}{2}(\xi_1^2 + \xi_2^2)T + \frac{1}{2\delta}(\xi_1^2 - \xi_2^2)T\sin\delta + \frac{1}{2}\xi_1\xi_2(1-\cos\delta), \tag{23}$$

the root of which represent the unknown time T. The right side of (23) indicates the dangerous frequency β_k, subject to extinguishing, the magnitude of the ground motion G^0 and the constraint on the energy l^2.

The control action $G(t)$ is calculated from the equation

$$G(t)=l^2(\xi_1\cos\beta_k t+\xi_2\sin\beta_k t), \tag{24}$$

where ξ_1 and ξ_2 are determined from (22).

In these way we have obtained an optimal control for the vibrational process, in which the time T of extinguishing an arbitrary k-th form of the shear frame vibrations will be a minimum and the energy of the control device is bounded. The coefficient of reciprocal situation between G^0 and the control action $G(t)$ is taken for this case as the unity.

Received, December 30, 1981

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Mechanics

REFERENCES

1. Barcilon V., *Inverse Problems for Vibrating Elastic Structures.* Invited Lecture to the Eight U. S. National Congress of Applied Mechanics, UCLA, 1978.
2. Chen S. H., *Methods of System Identification in Structural Engineering.* M. S. Thesis, Dept. of Civil Eng., Purdue University, 1976.
3. Cohen R., *Identification in Vibratory Systems : a Survey in Identification of Parameters in Distributed Systems.* Amer. Soc. of Mech. Eng., 1974.
4. Hart G. C., Yao J. T. P., *System Identification in Structural Dynamics,* J. Engng. Mech. Div., ASCE, **103**, *EM 6* (1977).
5. Ibanez P., *Review of Analytical and Experimental Techniques for Improving Structural Dynamic Models.* Tech. Report No. *1149-1,* Applied Nucleonics Company, California, 1977.
6. Rodeman R., Yao J. T. P., *Structural Identification — Literature Review.* Tech. Report No. *Ce-STR-73-3,* Purdue University, 1973.
7. Simonian S. S., *Inverse Problems in Structural Dynamics* (I), (II). Int. J. Numerical Meth. Engng.. **17**, 357—365. Ibid., **17**, 367—386 (1981).
8. Mangeron D., Poteraşu V. F., Vulpe A., *Teoria optimizării structurilor cu aplicaţii.* Ed. Junimea, Iaşi, 1980.
9. Сиразетдинов Т. К., *Оптимизация систем с распределенными параметрами.* Изд. Наука, М. 1977 .

EXTINCŢIA ÎN TIMP MINIM A VIBRAŢIILOR UNUI CADRU DE FORFECARE INDUSE DE UN SEISM

(Rezumat)

Pentru un cadru plan de forfecare acţionat la bază de o mişcare seismică simulată prin deplasarea terenului, energia dezvoltată fiind limitată, se determină valoarea controlului (deplasarea terenului) pentru care vibraţiile cadrului se sting într-un timp minim. Pentru rezolvare se utilizează metoda momentelor. Problema studiată este una de tip invers.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C.D. 624.07

OTTIMIZZAZIONE STRUTTURALE IN FASE DINAMICA DI SISTEMI INTELAIATI IN C.A. IRRIGIDITI DA CONTROVENŢI RETICOLARI

DI

G. ALLETTO, M. PAPIA, G. RUSSO e G. ZINGONE

1. Introduzione e scopo dell'indagine

Risultati di indagini teoriche e sperimentati sviluppate in questi ultimi anni, hanno messo in luce che l'irrigidimento di strutture intelaiate mediante l'impiego irrazionale di controventi reticolari, a parete o scatolari, dà origine ai seguenti inconvenienti: a) risulta di solito eccessivo rispetto alle effettive esigenze, dando luogo a sovraccarichi di natura sismica ; b) é riduttivo nei confronti delle doti di duttilità della struttura ; c) genera interazioni nocive tra i telai privi di controventi e quelli irrigiditi. Ad ogni tipologia irrigidente prescelta e ad ogni prefissato dimensionamento, cui rimane connesso un ben definito fattore di duttilità, corrisponde un diverso costo della struttura. Da quì l'interesse a perseguire soluzioni di maggiore rispondenza atte a contemperare le esigenze di carattere essenziale che il problema presenta. Si intuisce facilmente che la metodologia di calcolo non poteva che essere orientata verso un processo di ottimizzazione avente come obiettivo il minimo costo della struttura nel rispetto di alcuni vincoli prefissati. Operando in tal senso e sulla base di uno sviluppo del problema dinamico in termini di elementi finiti, é stata intrapresa una indagine sistematica prendendo in esame per primi i sistemi irrigidenti di tipo reticolare (Z i n g o n e ed altri [1], [2]).

Nel presente lavoro, guidati dai risultati precedentemente ottenuti, si é ricercata la soluzione ottimale nei confronti : a) del dimensionamento degli elementi strutturali ; b) del numero di controventi strettamente necessari e della distribuzione di maggiore convenienza senza trascurare l'aspetto connesso alla duttilità. L'indagine é stata sviluppata prendendo in esame in primo luogo i sistemi piani, al fine di potere dedurre dei criteri a guida del processo ottimizzante attraverso risoluzioni di casi semplici ; quindi si é proceduto passando a considerare i sistemi nella loro effettiva configurazione spaziale.

2. Impostazione e sviluppo del problema

L'analisi del comportamento dinamico dei sistemi piani é spaziali stata eseguita sulla base dello sviluppo del problema in termini di elementi finiti ampiamente trattato in Z i n g o n e es altri [1]. Sulla scorta di tali risultati é stato possibile prevenire per via automatica al progetto ottimale nei confronti del dimensionamento dei vari elementi costituitivi e della distribuzione più rispondente di controventamento nel rispetto di vincoli

di carattere normativo, tecnologico e con riguardo al comportamento connesso alla duttilità degli elementi strutturali. Con riferimento al dimensionamento il procedimento che conduce alla soluzione ottimale é di carattere iterativo ; la scelta della distribuzione ottimale di controventamento é

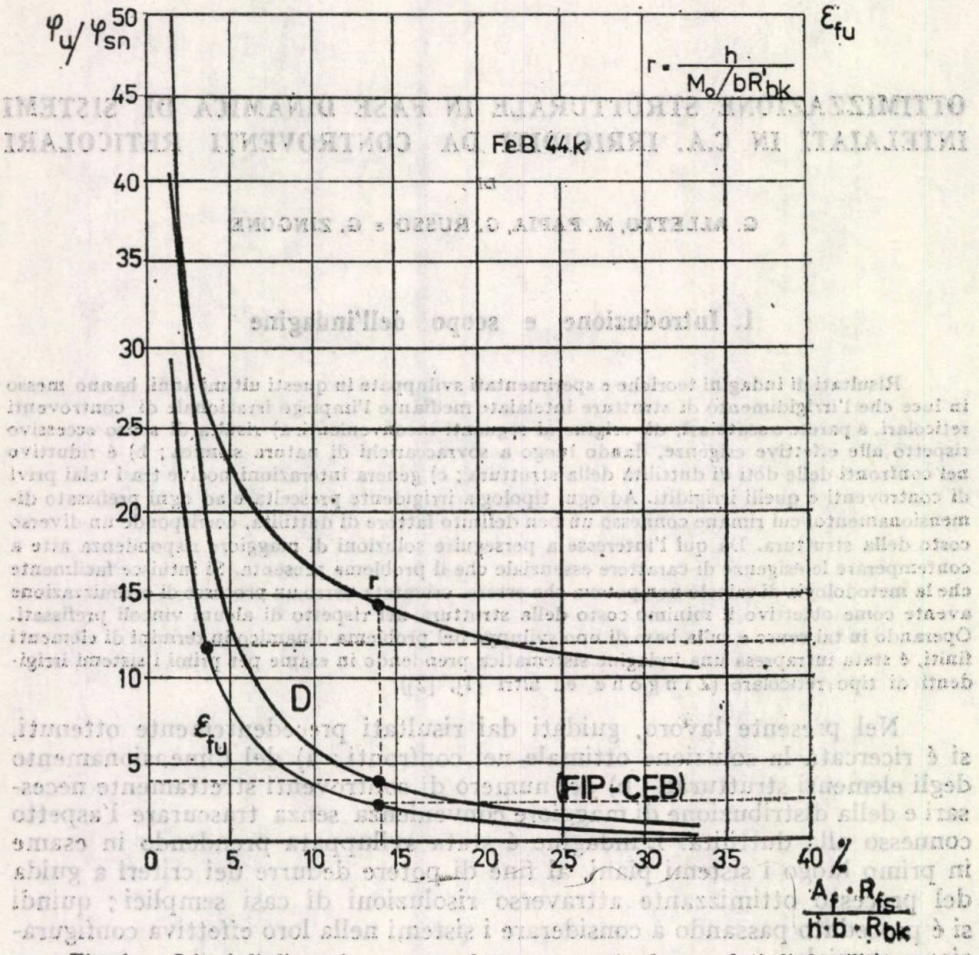


Fig. 1. — Criteri di dimensionamento adatto a garantire boune doti di duttilità.

stata affidata invece ad una analisi di raffronto. Tenuto conto di ciò é stato elaborato un programma di calcolo automatico per una indagine di primo approccio rivolta ai sistemi piani. Utilizzando questo programma é stato possibile rilevare attraverso la risoluzione di casi concreti, che alla distribuzione ottimale di controventamento corrisponde una distribuzione uniforme di sforzi normali sui ritti. Passando a considerare i sistemi spaziali questa costatazione é risultata di pregevole ausilio per la ricerca della distribuzione di controventamento più conveniente. Per quanto concerne l'aspetto del problema connesso alla duttilità é stato messo a punto un

metodo di dimensionamento adatto a garentire buone doti di duttilità, di cui si riferirà in altra nota, basato sui criteri illustrati in Fig. 1.

3. Sistemi piani

Con riguardo ad una vasta casistica di sistemi intelaiati piani si sono considerate tutte le possibili soluzioni di controventamento prendendo le mosse dal sistema con tutte le maglie controventate e quindi passando all'esame di sistemi con numero di maglie non controventate via crescente sino a giungere al sistema con tutte le maglie non controventate.

Per ogni configurazione strutturale a numero di controventi ben definito, si é ricercata la soluzione ottimale, *condizione di minimo relativo*, unitamente alla distribuzione di controventi più conveniente.

Il quadro di tutte le possibili soluzioni, attraverso una semplice analisi di raffronto, oltre a fornire la *condizione di minimo assoluto*, ha messo in

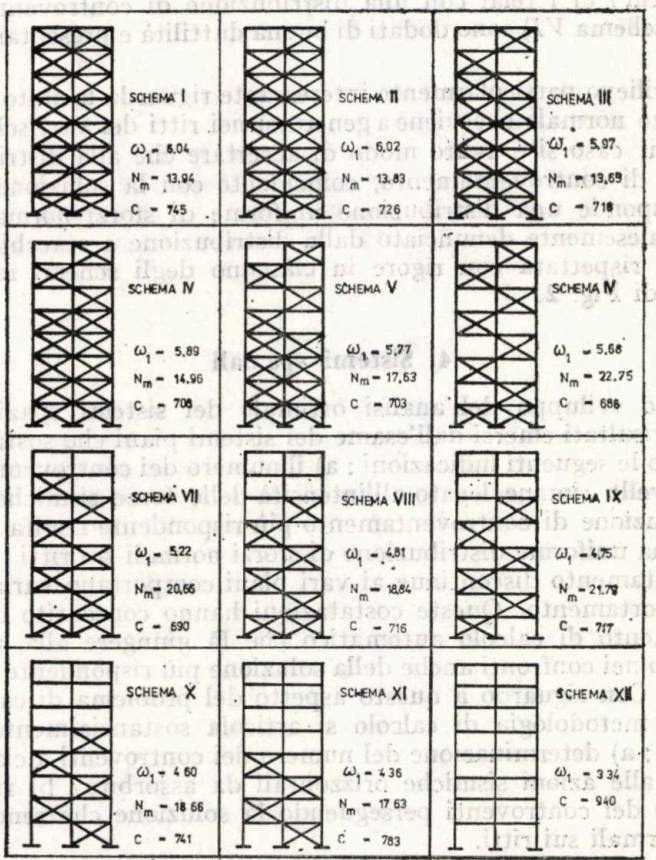


Fig. 2. — Soluzioni ottimali per numero decrescente di maglie controventate.

fuce aspetti di particolare interesse per il prosieguo dell'indagine. La varie lasi del procedimento di calcolo per lo sviluppo della analisi indicata sono state condotte per via automatica utilizzando un programma appositamente elaborato sulla base dei vincoli imposti al problema, sopra precisati. A titolo di esempio si riportano i risultati di uno dei casi analizzati. Nel quadro di Fig. 2 sono rappresentati gli schemi a numero decrescente di maglie controventate di cui si é ricercata la soluzione di minimo costo con la relativa distribuzione di controventamento di maggiore rispondenza. I risultati ottenuti hanno consentito di tracciare il grafico di Fig. 3 da cui é facile rilevare che la condizione di minimo assoluto ($c=688$) é quella rispondente allo schema *VI* che presenta una distribuzione di maglie controventate disposte a scacchiera.

Altre indicazioni utili riguardano la duttilità strutturale globale. E' facile dedurre infatti che : a) i telai semplici senza alcun irrigidimento (schema *XII*) sono quelli che presentano la migliore duttilità ma anche il maggio costo ; b) i telai con tutte le maglie controventate (schema *I*) sono i meno duttili ; c) i telai con una distribuzione di controventi disposti a scacchiera (schema *VI*) sono dodati di buona duttilità e presentano il minimo costo.

Altro rilievo particolarmente interessante riguarda lo stato di sollecitazione a sforzo normale che viene a generarsi nei ritti dei vari schemi analizzati. In ogni caso si é avuto modo di accertare che alla distribuzione più conveniente di controventamento, coincidente con la soluzione di minimo costo, corrisponde una distribuzione uniforme di sforzi normali sui ritti. Cio viene palesemente denunciato dalla distribuzione a scacchiera dei vari controventi, rispettata con rigore in ciascuno degli schemi rappresentati nel quadro di Fig. 2.

4. Sistemi spaziali

L'intero sviluppo dell'analisi ottimale dei sistemi spaziali é stato guidato dai risultati emersi dall'esame dei sistemi piani che sostanzialmente hanno fornito le seguenti indicazioni : a) il numero dei controventi occorrenti a ciascun livello rimane legato all'intensità delle forze sismiche di piano ; b) la distribuzione di controventamento più rispondente risulta quella connessa ad una uniforme distribuzione di sforzi normali sui ritti ; c) tipologie di controventamento discontinue ai vari piani comportano variazioni brusche di comportamento. Queste costatazioni hanno consentito di elaborare un procedimento di calcolo automatico che fà giungere alla soluzione di minimo costo nei confronti anche della soluzione più rispondente di controventamento. Con riguardo a questo aspetto del problema di carattere distributivo la metodologia di calcolo si articola sostanzialmente nelle due seguenti fasi : a) determinazione del numero dei controventi a ciascun piano in rapporto alle azioni sismiche orizzontali da assorbire ; b) ricerca della distribuzione dei controventi perseguendo la soluzione che rende uniformi gli sforzi normali sui ritti.

Il processo di calcolo é stato interamente automatizzato e si sviluppa per fasi successive di ridimensionamento, ricercando, in ogni fase, la distribuzione di controvento più conveniente, sino a convergere alla soluzione

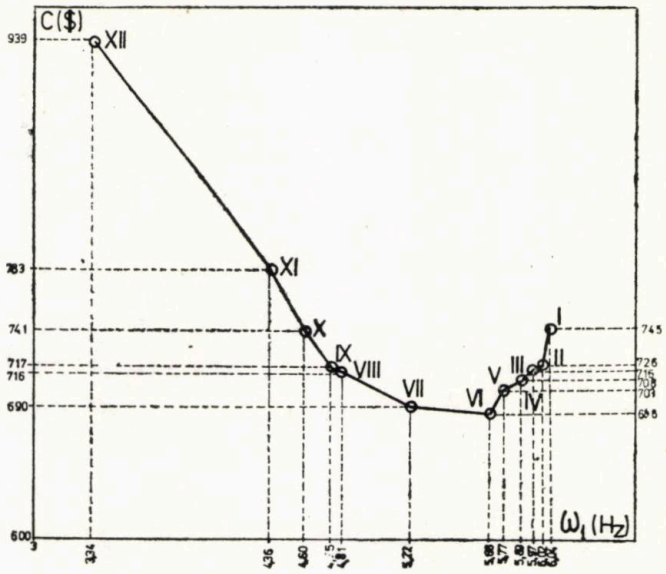


Fig. 3. — Grafico $C(\$) - \omega_1(\text{Hz})$.

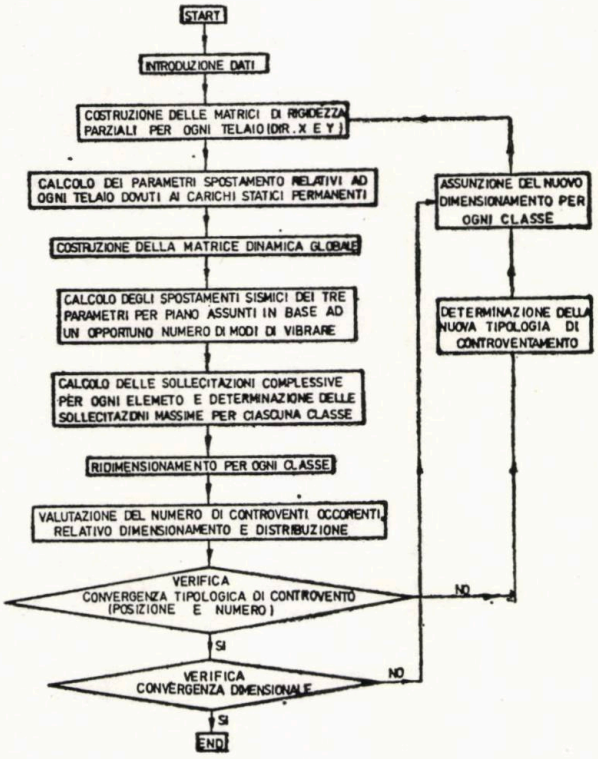
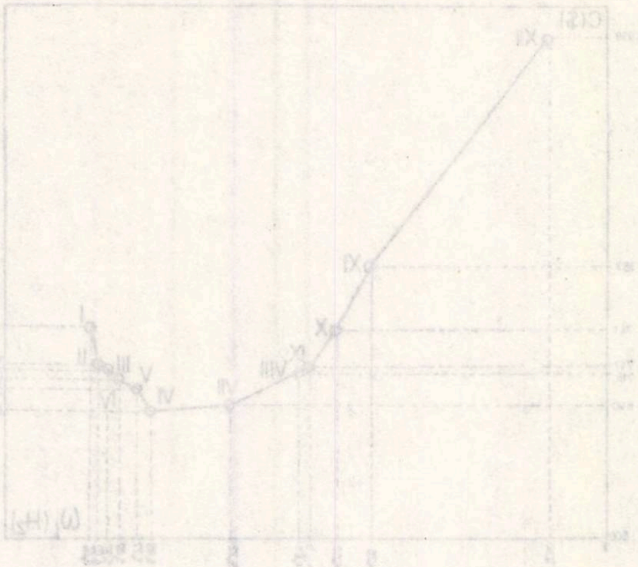
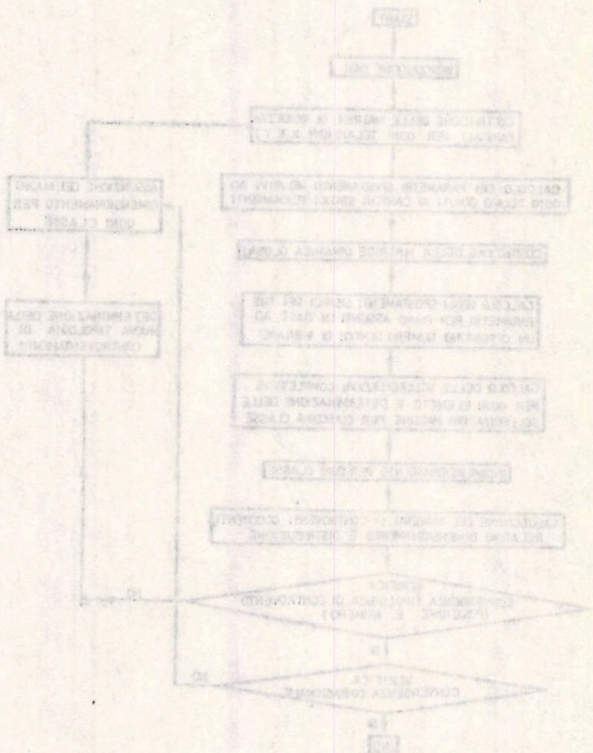


Fig. 4. — Programma di calcolo automatico.





ottimale. In Fig. 4 si riporta il diagramma di flusso dell'intero programma di calcolo automatico che indica la successione delle varie fasi del processo stesso.

5. Applicazioni

Utilizzando il programma di calcolo elaborato si sono analizzate varie strutture di diversa tipologia. Di seguito si riportano i dati più significativi relativi ad una struttura a campate eguali rispondente allo schema di Fig. 5.

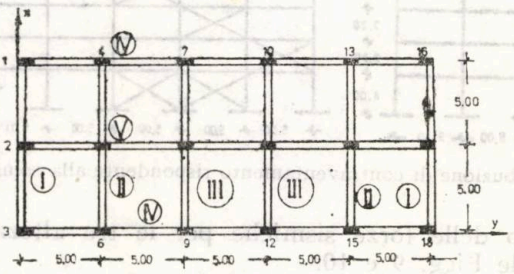


Fig. 5. — Schema di una struttura a campate eguali.

E'stata assunta una altezza variabile prendendo in esame separatamente strutture a 6, 8 e 10 piani. Allo scopo di evidenziare i vantaggi offerti dal procedimento proposto e la validità delle ipotesi assunte a base del processo ottimizzante, unitamente ai dati afferenti alla soluzione ottimale, sono stati richiesti quelli relativi a strutture in assenza di controventi ed a strutture con una distribuzione di controventi di uso corrente (Fig. 6). La distribuzione di controventamento rispondente alla soluzione ottimale é rappresentata in Fig. 7.

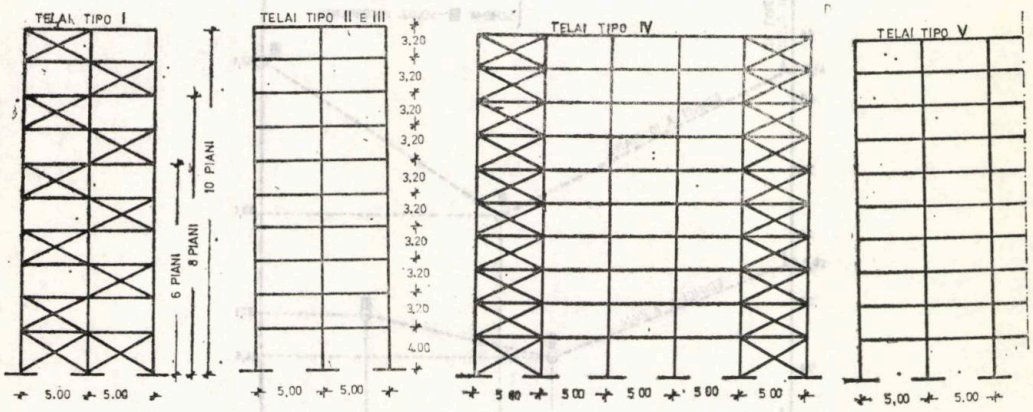


Fig. 6. — Struttura con una distribuzione di controventi di uso corrente.

I risultati relativi alle tre diverse soluzioni esaminate hanno consentito di tracciare il diagramma di convergenza dei costi, riferiti al solo importo dell'acciaio e del calcestruzzo messo in opera, di Fig. 8.

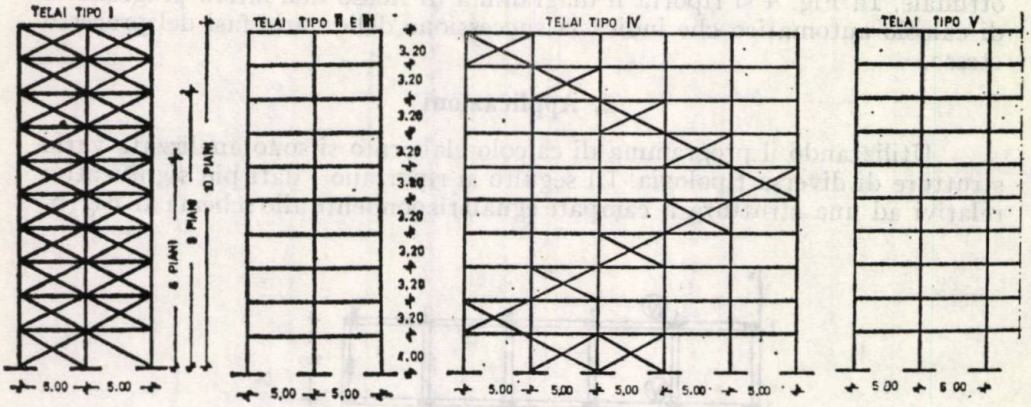


Fig. 7. — Distribuzione di contraventamento rispondente alla soluzione ottimale.

L'andamento delle forze sismiche per le tre altezze considerate, é rappresentato nelle Figg. 9 e 10.

Con riguardo alla struttura a 10 piani si riportano inoltre :

a) i primi tre modi di vibrare nella direzione x (Fig. 11) e nella direzione y (Fig. 12) ;

b) i diagrammi degli sforzi normali sui ritti per le tre soluzioni analizzate.

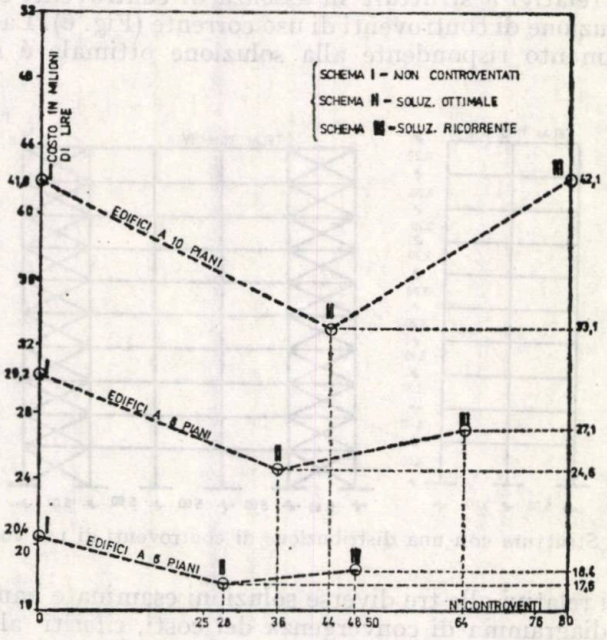


Fig. 8. — Diagramma di convergenza di costi.

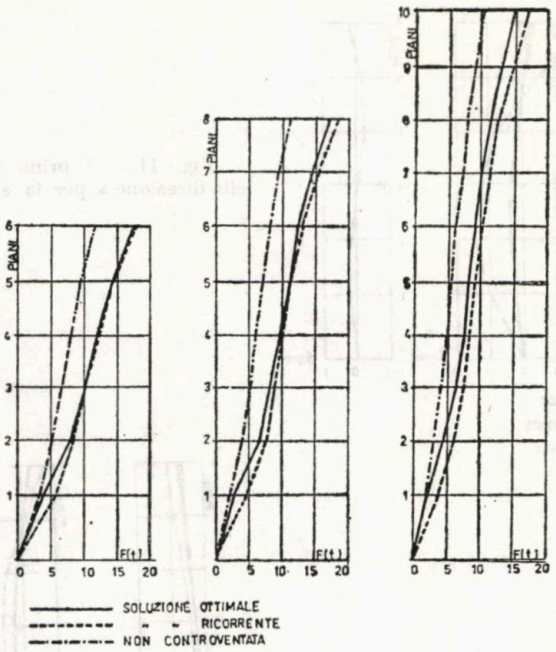


Fig. 9. — Andamento delle forze sismiche nella direzione x per la struttura a 6, 8 e 10 piani.

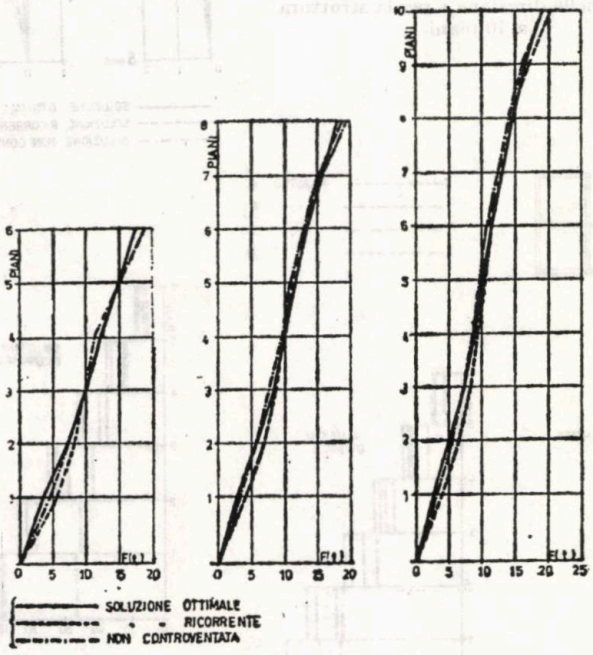


Fig. 10. — Andamento delle forze sismiche nella direzione y per la struttura a 6, 8 e 10 piani.

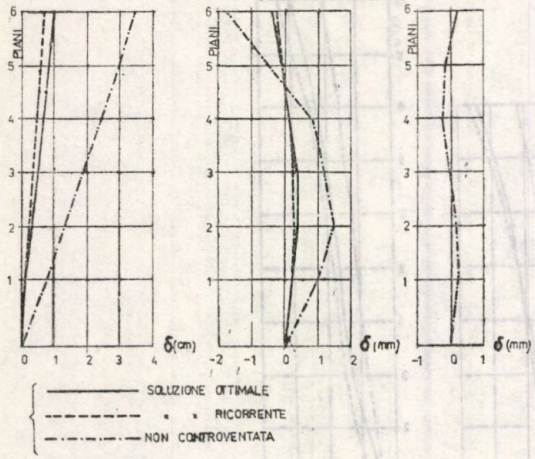


Fig. 11. — I primi tre modi di vibrare nella direzione x per la struttura a 10 piani.

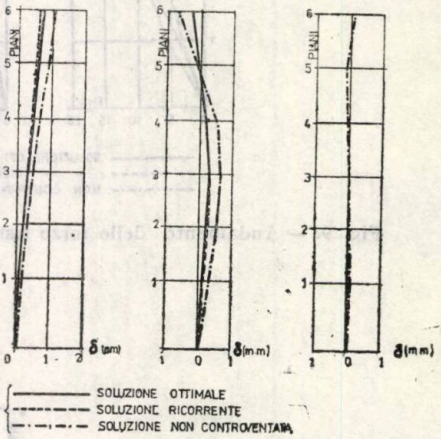
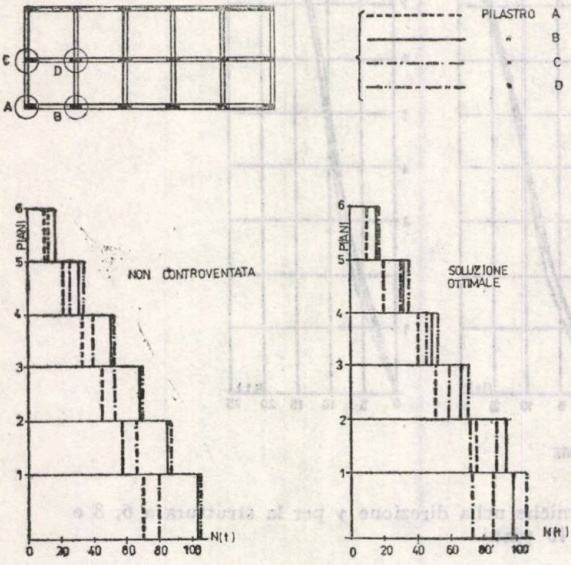


Fig. 12. — I primi tre modi di vibrare nella direzione y per la struttura a 10 piani.



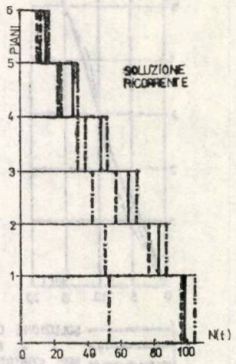


Fig. 13. — Diagrammi degli sforzi normali sui ritti per la struttura a 10 piani.

6. Conclusioni

Dal raffronto dei risultati dedotti attraverso l'analisi dei vari casi esaminati, di cui per economia di spazio é stato possibile illustrarne solo una parte, emergono chiaramente elementi di un certo rilievo che, in rapporto agli aspetti di ampia generalità che essi presentano, meritano di essere brevemente evidenziati a conclusione del lavoro svolto.

1. Con riguardo al problema costo si rileva facilmente dai diagrammi di convergenza rappresentati in Fig. 8, che il vantaggio offerto dalla soluzione ottimale aumenta al crescere del numero dei piani. Pertanto il procedimento proposto diventa particolarmente utile per l'analisi dei sistemi intelaiati multipiano per i quali la presenza dei controventi diventa necessaria.

2. Circa la uniformità della distribuzione di sforzi normali sui ritti, cui la distribuzione di controventamento ottimale dà luogo, messa in evidenza attraverso i diagrammi di Fig. 13, é il caso di fare rilevare che il vantaggio offerto é duplice : uno diretto, consentendo di impegnare equamente tutti gli elementi verticali della struttura; l'altro indiretto richiedendo l'adozione di fondazioni normali e poco costose.

Con la distribuzione di controventi a scacchiera, rispondente alla soluzione ottimale, si riesce infatti ad evitare il grave inconveniente, quasi sempre presente nei sistemi intelaiati multipiano controventati, dovuto alla presenza di elevate concentrazioni di sforzi normali da trasmettere sul terreno di sedime.

3. I risultati relativi ai modi di vibrare delle Figg. 11 e 12, afferenti ai sistemi spaziali, messi in raffronto con i diagrammi di convergenza dei costi di Fig. 8, confermano quanto era stato rilevato in merito alla duttilità strutturale attraverso l'analisi dei sistemi piani e cioé, che i sistemi intelaiati con una distribuzione di controventi rispondente alla soluzione ottimale oltre a presentare il minimo costo sono dotati di buona duttilità.

4. Come appare dai diagrammi delle Figg. 9 e 10, l'andamento delle forze sismiche ai vari piani si discosta da quello triangolare dettato dalle norme vigenti. Sulla base di ciò, si ritiene che in sede di modifica delle attuali norme antisismiche dovrebbero essere introdotte delle indicazioni specifiche relativamente ai sistemi multipiano irrigiditi da controventi.

In proposito, a completamento dell'indagine si ha intenzione di fornire queste indicazioni che dovrebbero essere utilizzate come raccomandazioni di carattere normativo per le applicazioni concrete.

Ricevuto, 10 Luglio 1981

Istituto di Scienza delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria, Palermo, Italia

BIBLIOGRAFIA

1. Zingone G., Scibilia N., Papia M., *Ottimizzazione strutturale in fase dinamica di sistemi intelaiati in acciaio irrigiditi da controventi.* IV° Congresso Nazionale AIMETA, 1978.
2. Zingone G., Alletto C., Papia M., *Criteri di dimensionamento ottimale in fase dinamica dei controventi in acciaio.* Costr. Metal., *1* (1979).
3. Prager W., Taylor J. E., *Problems of Optimal Structural Design.* Trans. of ASME, J. of Appl. Mech., **35** (1968).

4. Runge K. H., Romstad K. M., *Evaluation of Optimal Design Procedure for Multistorey Steel Frames*. Proc. of AIAA/ASME/SAE, 13 th Structure Conf., Wiliamsburg, Virginia, April 1973.
5. Solnes J., Holst O., *Weight Optimization of Framed Structures under Earthquake Loads*. Struct. Res. Lab. Techn. Univ. of Danemark, Rapport nr. 33, 1972.
6. Foulkes J., *Minimum Weight Design and the Theory of Plastic Collapse*. Quart. Appl. Math., 10 (1953).
7. Vitiello E., *Sape Optimization Using Mathematical Programming and Modelling Techniques*. Proc. AGARD n° 123, Ind. Symp. on Struct. Opt., Milan, April 1973.
8. Sarà G., *Un procedimento di ottimizzazione strutturale per edifici in acciaio a struttura intelaiata in zona sismica*. Atti del Dipartimento di strutture, Univ. della Calabria, 1978.

OPTIMIZAREA STRUCTURALĂ ÎN REGIM DINAMIC A SISTEMELOR ÎN CADRE DE BETON ARMAT RIGIDIZATE CU CONTRAVÎNTUIRI RETICULARE

(Rezumat)

Pe baza unei dezvoltări a problemei dinamice în elemente finte este elaborat un procedeu de calcul automat pentru analiza comportării sistemelor de cadrei plane și spațiale, urmărind soluția de cost minim prin comparația repartiției contravîntuirilor cele mai utilizate.

Plecînd de la rezolvarea cazurilor concrete se deduc criterii pentru procesul de optimizare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVIII (XXXI), Fasc. 3—4, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D.K. 624.07

OPTIMALE BEMESSUNG IM STÜTZENBEREICH VORGESPANNTER STÄHLERNER DURCHLAUFTRÄGER

VON

DAN PRECUPANU und RUDOLF MÜHLBÄCHER

1. Einführung

Die statisch bestimmten vorgespannten Stahlträger können mit Hilfe der Methode des äquivalenten Querschnittes [2] bemessen werden, auf Grund welcher ein vorgespannter Querschnitt das gleiche Tragmoment mit einem normalen unvorgespannten Querschnitt hat, bestimmt durch den Trägerquerschnitt und den Querschnitt des Spannliedes multipliziert mit dem Äquivalenzfaktor. Somit vereinfacht sich die Berechnung der vorgespannten Elemente und wird gleichartig wie für unvorgespannte Elemente ausgeführt, wobei folgende Etappen zu verfolgen sind:

a) Man beginnt die Bemessung in der Hypothese, daß das Tragwerk als unvorgespannter Stab ausgeführt wird. In dieser Berechnungsetappe erhält man eigentlich den äquivalenten Querschnitt. Bei dessen Bemessung verfolgt man die Bedingungen der optimalen Bemessung für gewöhnliche biegebeanspruchte Querschnitte [3].

b) Man wählt den Querschnitt des Spannliedes und geht von den äquivalenten zum realen vorgespannten Querschnitt über.

c) Man bestimmt den Spannungsanwachs im Spannglied.

d) Man bestimmt die Vorspannkraft des Spannliedes und führt den Spannungsnachweis aus.

Diese Berechnungsmethode (das Prinzip des äquivalenten Querschnittes) kann auch für im Stützenbereich vorgespannte Durchlaufträger verallgemeinert werden, auf Grund der Bemerkung daß das Verhältnis zwischen der Verdrehsteifigkeit des vorgespannten Stabes und jener des äquivalenten Stabes gleich mit dem Verhältnis der Trägheitsmomente der beiden Stäbe ist [4]. Es folgt daß die Verteilungskoeffizienten des Biegemomentes aus einem Knotenpunkt vorgespannter Stäbe die gleichen sind, welche man erhält in der Annahme unvorgespannter Stäbe, welche äquivalenten Querschnitt aufweisen (das Verhältnis zwischen dem Trägheitsmoment des äquivalenten Querschnittes und dem des vorgespannten Querschnittes sind gleich für alle Stäbe des Knotenpunktes).

Da bei im Stützenbereich vorgespannten Durchlaufträgern die Spannglieder nur abschnittsweise vorgesehen sind (Abb. 1 *a*) ist die Biegesteifigkeit des Querschnittes längs des Trägers veränderlich (Abb. 1 *b*). Darum muß für die Berechnung der Stabendmomente des äquivalenten Tragwerkes eine Korrektur vorgenommen werden.

Bezeichnet man:

$$\mathcal{M}_{ik} = k\mathcal{M}_{ik,c}, \tag{1}$$

wobei : $\mathcal{M}_{ik}$ — Stabendmoment des Stabes mit veränderlichem Querschnitt ; $\mathcal{M}_{ik,c}$ — Stabendmoment des Stabes mit unveränderlichem Querschnitt ; k — Korrekturfaktor ; so kann man anschliessend die Berech-

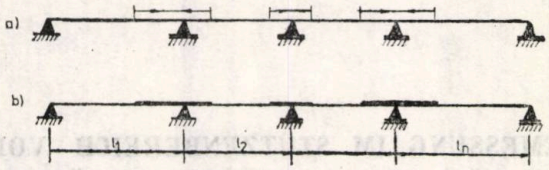


Abb. 1

nungsgleichungen dieses Korrekturfaktors für zwei Grundsysteme mit Hilfe der Verschiebungsmethode für zwei Belastungshypothesen (gleichförmige Streckenlast und Punktlast) im Trägermittebereich nachfolgend ableiten.

2. Doppelt eingespannter Stab

2.1. Belastung durch gleichförmige Streckenlast (Abb. 2)

Das Einspannmoment erhält man aus der Gleichnug :

$$\delta \mathcal{M}_{ik} + \Delta_p = 0, \tag{2}$$

wobei

$$\delta = \int_0^l \frac{m^2 dx}{EI} \quad \text{und} \quad \Delta_p = \int_0^l \frac{mM dx}{EI}.$$

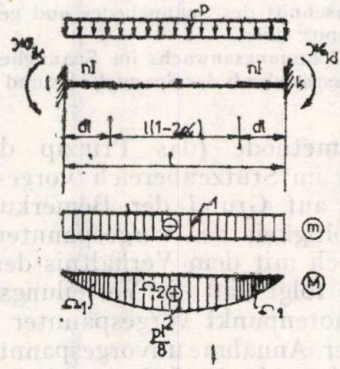


Abb. 2

Mit den obengenannten Bezeichnungen erhält man :

$$\begin{cases} EI\delta = \dfrac{2\alpha l}{n} + (1-2\alpha)l = l\left(1 + 2\alpha\dfrac{1-n}{n}\right), \\ \Omega_1 = \displaystyle\int_0^{\alpha l}\left(\frac{pl}{2}x - \frac{px^2}{2}\right)dx = \frac{p\alpha^2 l^3}{12}(3-2\alpha)\ ; \end{cases} \tag{3}$$

$$(4)\quad \left|\begin{array}{l} \Omega_1 = \frac{2}{3}\cdot\frac{pl^2}{8}\,l - 2\Omega_1 = \frac{pl^3}{12}\,[1-2\alpha^2(3-2\alpha)], \\ -EI\Delta_p = 2\frac{\Omega_1}{n} + \Omega_2 = \frac{pl^3}{12}\left[1+2\alpha^2\frac{3-2\alpha}{n}\,(1-n)\right]. \end{array}\right.$$

Führt man die in (3) und (4) erhaltenen Resultate in (2) ein, erhält man $\mathcal{M}_{ik}$ und nachher aus (1) den Korrekturfaktor:

$$(5)\qquad k = \frac{\mathcal{M}_{ik}}{pl^2/12} = \frac{1+2\alpha^2(3-2\alpha)(1-n)/n}{1+2\alpha(1-n)/n}.$$

2. 2. Belastung durch eine Punktlast (Abb. 3)

In diesem Fall:

$$\delta\mathcal{M}_{ik}+\Delta_p=0,\quad EI\delta = l\left(1+2\alpha\frac{1-n}{n}\right);\quad EI\Delta_p = \frac{pl^2}{8}\left(1+4\alpha^2\frac{1-n}{n}\right);$$

und

$$(6)\qquad k = \frac{\mathcal{M}_{ik}}{pl/8} = \frac{1+4\alpha^2(1-n)/n}{1+2\alpha(1-n)/n}.$$

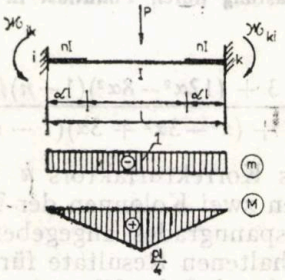


Abb. 3

Aus (5) und (6) folgt, daß der Wert des Korrekturfaktors nicht von der Größe der äußeren Kräfte abhängt, sondern nur von deren Verteilung und dem Vorspanngrad (n) und der Länge des Spanngliedes (α). Der Vorspanngrad bedeutet eigentlich das Verhältnis zwischen dem Querschnitt des Spanngliedes und dem Querschnitt des Zuggurtes des äquivalenten Querschnittes. In der Diskussion dieses Faktors kommt der Stabquerschnitt vor. Für den I-Träger, mit zwei verschiedenen Stegschlankheiten sind in Tabelle 1 die Werte des n-Faktors berechnet.

Verfolgt man die erhaltenen Resultate, so kann man sehen, daß wenigstens für den I-Querschnitt der n-Faktor exklusiv von dem Verhältnis A_{te}/A_{1e}, also von der Größe der Vorspannkraft des Stabes, abhängt.

Zurückkommend auf die Gl. (5) und (6) berechnete man in Tabelle 2 die Korrekturwerte k für den doppelt eingespannten Stab in den beiden obengenannten Hypothesen.

3. Einseitig eingespannter und gegenseitig einfach aufgelagerter Stab

3.1. Belastung durch gleichförmige Streckenlast

Erfolgt die Berechnung in obenangegebener Weise, unter Anwendung der Bezeichnungen aus Abb. 4, erhält man :

$$k = \frac{1 + (3\alpha^4 - 8\alpha^3 + 6\alpha^2)(1-n)/n}{1 + (\alpha^3 - 3\alpha^2 + 3\alpha)(1-n)/n} \tag{7}$$

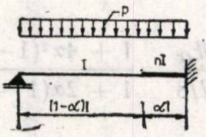


Abb. 4

3. 2. Belastung durch Punktlast in Tragermitte

In diesem Fall

$$k = \frac{3 + (12\alpha^2 - 8\alpha^2)(1-n)/n}{3[1 + (\alpha^3 - 3\alpha^2 + 3\alpha)(1-n)/n]} \tag{8}$$

Die Zahlenwerte des Korrekturfaktors k bestimmt mit den Gl. (7) und (8), die in den letzten zwei Kolonnen der Tabelle 2 für I-Querschnitt in Abhängigkeit des Vorspanngrades angegeben sind.

Verfolgt man die erhaltenen Resultate für beide Stabtypen (Kolonnen 3...6 aus Tabelle 2), folgt daß der Wert des Korrekturfaktors k gleichzeitig mit dem Vorspanngrad, also A_{te}/A_{1e}, anwächst. Gleichzeitig für einseitig eingespannten und gegenseitig einfach aufgelagerten Stab, sind die Werte dieses Faktors größer als für den beidseitig eingespannten Stab, bei gleicher Querschnittsvorspannung. Letztenendes beeinflußt die Belastungsverteilung diesen Faktor und man erhält größere Werte für Punktlasten.

4. Berechnungsbeispiel

Man verlangt die Bemessung eines Zweifelddurchlaufträgers mit gleichen Spannweiten, belastet durch eine gleichförmige Streckenlast p = 10 kN/m (Abb. 5 *a*). Es sind folgende Größen

Tabelle 1

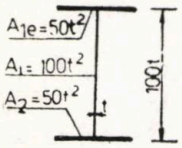
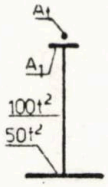
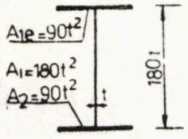
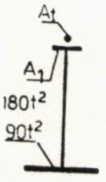
Aquivalenter Querschnitt	Vorgespannter Querschnittt	$\frac{A_{te}}{A_{1e}}$	A_1 t^2	A t^2	I_z t^4	$I_{z\,\mathrm{tot.}}$ t^4	n
 A = 200 t²	 A = A1 + 150t²	0,5	25	175	261 900	343 520	1,312
		0,6	20	170	245 100	348 890	1,423
		0,7	15	165	227 270	355 800	1,565
		0,8	10	160	208 330	364 580	1,750
		0,9	5	155	188 170	375 500	1,995
 A = 360t	 A=A1 + 270 t²	0,5	45	315	1 527 430	2 003 540	1,312
		0,6	36	306	1 429 400	2 034 770	1,423
		0,7	27	297	1 325 450	2 075 110	1,565
		0,8	18	288	1 215 000	2 126 250	1,750
		0,9	9	279	1 097 420	2 189 800	1,995

Tabelle 2

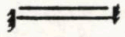
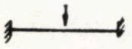
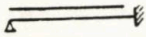
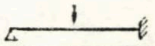
$\frac{A_{te}}{A_{1e}}$	n	k - Werte			
					
0,5	1,312	1,022	1,033	1,050	1,068
0,6	1,423	1,033	1,048	1,074	1,100
0,7	1,565	1,047	1,067	1,104	1,137
0,8	1,750	1,063	1,090	1,140	1,183
0,9	1,995	1,083	1,117	1,185	1,238

Tabelle 1

Äquivalenter Querschnitt	Vorgespannter Querschnitt	$\frac{d_{1c}}{d_{1r}}$	$\frac{d_1}{d_2}$	$\frac{d}{d_2}$	$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{l_{c\,tot.}}{l_2}$	n
$A_{1c} = 50\,l^2$ $A_1 = 100\,l^2$ $A_2 = 50\,l^2$ $A = 200\,l^2$	A_1 A_{1c} $100\,l^2$ $50\,l^2$ $A = A_1 + 150\,l^2$	0,5	25	175	261 900	343 520	1,312
		0,6	20	170	245 100	348 890	1,423
		0,7	15	165	227 270	355 800	1,565
		0,8	10	160	208 330	364 580	1,750
		0,9	5	155	188 170	375 500	1,995
$A_{1c} = 80\,l^2$ $A_1 = 180\,l^2$ $A_2 = 50\,l^2$ $A = 360\,l^2$	A_1 A_{1c} $180\,l^2$ $50\,l^2$ $A = A_1 + 270\,l^2$	0,5	45	315	1 527 430	2 003 540	1,312
		0,6	30	306	1 429 400	2 034 770	1,423
		0,7	27	297	1 325 430	2 075 110	1,565
		0,8	18	288	1 215 000	2 126 250	1,750
		0,9	9	279	1 097 420	2 189 800	1,995

Tabelle 2

$\frac{d_{1c}}{d_{1r}}$	n	n - Werte			
			$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{l_1}{l_2}$	$\frac{l_1}{l_2}$
0,5	1,312	1,022	1,033	1,050	1,068
0,6	1,423	1,033	1,048	1,074	1,100
0,7	1,565	1,047	1,067	1,104	1,137
0,8	1,750	1,063	1,090	1,140	1,183
0,9	1,995	1,083	1,117	1,185	1,238

bekannt: a) Spannweite $l = 24$ m; b) Trägermaterial OL 37 ($R = 2\,200$ daN/cm², $E = 2{,}1.10^6$ daN/cm²); c) das Spannglied wird am oberen Zuggurt im Auflagerbereich geführt und aus Spannstahl SBP I Ø3 hergestellt ($R_t = 15\,200$ daN/cm², $E_t = 2.10^6$ daN/cm²); d) die Stegschlankheit $\lambda = h_i/t_i = 120$; e) der Trägerquerschnitt: I-Träger.

4.1. Berechnung des äquivalenten Querschnittes

Da die Zug- und Druckfestigkeit des Stahles gleich sind, erhält man den Optimalquerschnitt des äquivalenten I-Profils für welches die Hälfte des Stahlquerschnitts dem Steg und je ein Viertel jedem Gurt zukommt [3]. Man erhält so den Querschnitt aus Abb. 5 *c* mit folgenden Querschnittswerten:

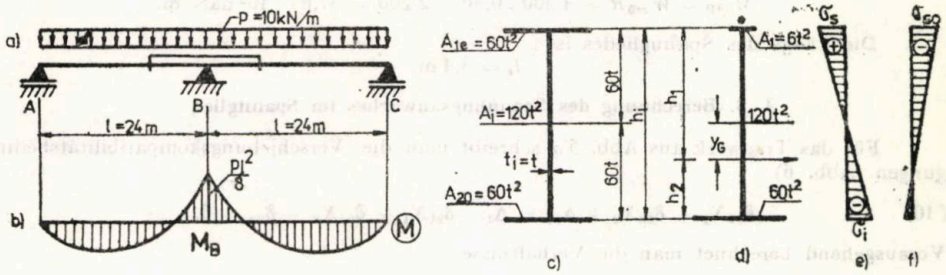


Abb. 5

$$A_{1e} = A_{2e} = 60\,t^2;\ A_i = 120\,t^2;\ A_e = 240\,t^2;\ I_{ze} = 576\,000\,t^4;\ W_{ze} = 2\frac{I_{ze}}{h_i} = 9\,600\,t^3.$$

Die Bemessung erfolgt für das maximale Biegemoment des äquivalenten Stabwerkes (Abb. 5 *b*), korrigiert durch den k-Faktor aus Tabelle 2.

Nimmt man

$$\frac{A_{te}}{A_{1e}} = 0{,}9 \tag{9}$$

an, so erhält man $k = 1{,}19$, und somit:

$$M_B = k\frac{pl^2}{8} = 1{,}19\,\frac{10.24^2}{8} = 856{,}8\ \text{kNm};\qquad W_{ze\,\text{erf.}} = \frac{M_B}{R} = \frac{856{,}8\,.\,10^4}{2\,200} = 3\,894{,}5\ \text{cm}^3,$$

$$t = \sqrt[3]{\frac{3\,894{,}5}{9\,600}} = 0{,}74\ \text{cm}\ \text{ und }\ t^2 = 0{,}548\ \text{cm}^2.$$

4. 2. Reale Querschnittswerte des vorgespannten Trägers

Unter Betracht von (9) erhält man den äquivalenten Querschnitt des Spanngliedes:

$$A_{te} = 0{,}9A_{1e} = 0{,}9\,.\,60\,t^2 = 54\,t^2,$$

wobei

$$\alpha = \frac{R_t}{R} = \frac{15\,200}{2\,200} = 6{,}91,$$

woraus sich der reele Querschnitt des Spanngliedes berechnet:

$$A_t = \frac{A_{te}}{\alpha} = \frac{54\,t^2}{6{,}91} = 7{,}815\,t^2 = 4{,}28\ \text{cm}^2.$$

Den Obergurtquerschnitt (A_1) des vorgespannten Trägers erhält man:

$$A_1 = A_{1e} - A_{te} = 60\,t^2 - 54\,t^2 = 6\,t^2.$$

Behält man die anderen Abmessungen bei, erhält man die reelen Querschnittswerte des vorgespannten Trägers (Abb. 5 *d*) :

$$A_1 = 6\,t^2,\quad A_i = 120\,t^2,\quad A_2 = 60\,t^2,\quad A = 186\,t^2;$$

$$Y_G = 17{,}42\,t,\quad I_z = 325\,160\,t^4,\quad h_1 = 77{,}42\,t,\quad h_2 = 42{,}58\,t;$$

$$W_{z,0} = \frac{I_z}{h_1} = 4\,200\,t^3,\quad W_{z,u} = 7\,636\,t^3.$$

Das Tragmoment des unvorgespannten Querschnittes ist :

$$M_{cap} = W_{z,0}R = 4\,200 \cdot 0{,}407 \cdot 2\,200 = 37{,}61 \cdot 10^5\ \text{daNcm}.$$

Die Länge des Spannngliedes ist :

$$l_i = 3{,}4\ \text{m}.$$

4. 3. Berechnung des Spannungsanwaches im Spannglied

Für das Tragwerk aus Abb. 5 *a* schreibt man die Verschiebungskompatibilitätsbedingungen (Abb. 6) :

(10) $$\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1p} = \Delta_i,\quad \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{2p} = 0.$$

Vorausgehend berechnet man die Verhältnisse :

$$\frac{I}{A} = \frac{325\,160\,t^4}{186\,t^2} = 1\,748\,t^2 = 0{,}0958\ \text{m}^2;\quad \frac{I}{A_i} = \frac{325\,160\,t^4}{7{,}815\,t^2} = 41\,607\,t^2 = 2{,}28\ \text{m}^2.$$

Die Koeffizienten des Systems (10) berechnet man folgendermassen :

$$EI\delta_{11} = \int m_1^2\,dx + \int \frac{I}{A}\,n_1^2 dx = 0{,}573^2 \cdot 3{,}4 + 0{,}0958 \cdot 3{,}4 = 1{,}44\ \text{m}^3;$$

$$EI\delta_{12} = \int m_1 m_2\,dx = -\frac{1{,}858}{2} \cdot 0{,}573 \cdot 3{,}4 = -1{,}81\ \text{m}^2;$$

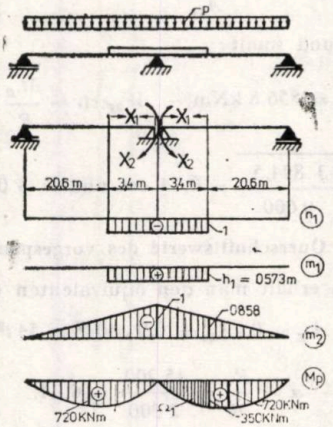


Abb . 6

$$EI\delta_{22} = \int m^2 dx = \frac{1{,}24}{3} = 8\ \text{m};$$

$$\Omega_1 = \int\left(\frac{pl}{2}x - \frac{px^2}{2}\right)dx = \frac{p \cdot l_i^2}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{l_i}{3}\right) = \frac{1 \cdot 3{,}4^2}{2}\left(\frac{24}{2} - \frac{3{,}4}{3}\right) = 62{,}81\ \text{kNm}^2;$$

$$EI\Delta_{1p} = \int m_1 M_p \, dx = \Omega_1 h_1 = 62{,}81 \cdot 0{,}573 \cdot 10 = 360 \text{ KNm}^3;$$

$$EI\Delta_{2p} = \int m_2 M_p \, dx = -\frac{2}{3} \cdot 72 \cdot 24 \cdot 0{,}5 = -5\,760 \text{ KNm}^2;$$

$$EI\Delta_t = -X_1 l_t \frac{EI}{E_t A_t} = -X_1 \cdot 3{,}4 \cdot \frac{2{,}1}{2} \cdot 2{,}28 = -8{,}14 X_1.$$

Das System wird : $EI\,\Delta_t$

$$9{,}58 X_1 - 1{,}81 X_2 = -360, \quad -1{,}81 X_1 + 8 X_2 = 5\,760,$$

woraus :

$$X_1 = 102{,}85 \text{ KN} \quad \text{und} \quad X_2 = 743{,}27 \text{ KNm}.$$

4. 4. Vorspannung des Spanngliedes

a) Im Gebrauchszustand :

$$X = A_t R_t = 4{,}28 \cdot 15\,200 = 65\,055 \text{ daN};$$

b) im Vorspannungszustand :

$$X_0 = X - X_1 = 65\,055 - 10\,285 = 54\,770 \text{ daN}.$$

4. 5. Berechnung der Spannungen bei Spanngliedvorspannung

Für das statische Schema aus Abb. 7 schreibt man :

$$\delta X_{20} + \Delta_{0p} = 0, \qquad EI\,\delta = \int m_{20}^2 \, dx = 8 \text{ m},$$

$$EI\Delta_{0p} = \int m_{20} M_{p0} \, dx = \delta_{12} X_0 = -1{,}81 \cdot 54{,}77 = -991{,}34 \text{ KNm}^2,$$

$$X_{20} = \frac{991{,}34}{8} = 123{,}9 \text{ KNm}.$$

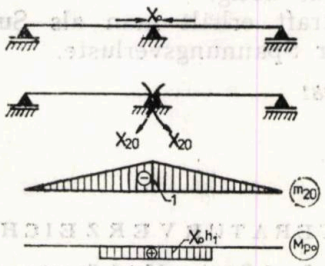


Abb. 7

4.6. Trägermomente

1° Im Gebrauchszustand

a) am Auflager B :

$$M_{B\text{gr.}} = 0{,}573 \cdot 102{,}85 - 743{,}27 - 123{,}9 + 547{,}7 \cdot 0{,}573 = -494{,}4 \text{ KNm};$$

b) in Trägermitte :

$$M_{l/2\text{gr.}} = -0{,}5 \cdot 743{,}27 + 720 - 0{,}5 \cdot 123{,}9 - 286{,}4 \text{ KNm};$$

c) Feldmoment am Spanngliedsende :

$$M_{t,\text{gr.}} = -0{,}858 \cdot 743{,}27 + 350{,}2 - 0{,}858 \cdot 123{,}9 = -393{,}8 \text{ KNm};$$

d) Gesammtmoment am Zwischenauflager :

$$M_{B,\text{tot.}} = M_{B,\text{gr.}} + Xh_1 = -494{,}4 - 650{,}55 \cdot 0{,}573 = -867{,}16 \text{ KNm}.$$

Verifizierung:

$$\frac{1}{2} M_{B,\,\text{tot.}} + M_{\text{gr.}} = \frac{pl^2}{8}\,;\quad \frac{867{,}16}{2} + 286{,}4 = 719{,}98 = 720\ \text{KNm}.$$

Die Differenz zwischen dem Summenmoment und dem auf der äquivalenten Struktur bestimmten ist:

$$\Delta M = \frac{867{,}16 - 856{,}8}{856{,}8} \cdot 100 = 1{,}2\%,$$

was eine gute Übereinstimmung der Berechnung auf äquivalentem Tragwerk und realem vorgespanntem zeigt.

b) Bei Vorspannung:

$$M_{B0} = -\ 123{,}9 + 547 \cdot 0{,}573 = 189{,}93\ \text{KNm}.$$

5. Schlussfolgerungen

1. Der Spannungsnachweis des Trägerquerschnittes im Gebrauchszustand und Vorspannzustand des Spannngliedes erfolgt laut der unter § 4.6 erhaltenen Trägermomenten. Da das erhaltene Moment (867,16 KNm) etwas größer ist als das Bemessungsmoment (856,8 KNm), vergrößert man etwas die Dicke t.

2. Das Feldmoment ist kleiner als das Tragmoment des unvorgespannten Querschnittes, sodaß das Spannglied nur im Zwischenauflagerbereich zweckmässig ist.

3. Nach der Festlegung der Dicke t, ist die Querschnittsverifizierung am Spannngliedsende nötig.

4. Die Vorspannkraft erhält man als Summe des Rechenwertes (X_0=547,7KN) und der Spannungsverluste.

Eingegangen am 10. Juni 1981

Technische Hochschule Jassy
Lehrstuhl für Verkehrswege und Gründungen

LITERATURVERZEICHNIS

1. Belenia E., *Prestressed Load-Bearing Metal Structures*. Mir, Moscow, 1977.
2. Precupanu D., *Grinzi metalice pretensionate în domeniul elastic*. Rev. Constr., *9* (1973).
3. Precupanu D., *Forma optimă a profilului dublu T*. Bul. Inst. polit., Iaşi, **XIX (XXIII)** *3—4* (1973).
4. Precupanu D., *Rigiditatea la rotire a barelor metalice pretensionate*. Jubil. Wiss. Tagung 40 Jahre Bauhochschulwesen in Jassy, 1981.

DIMENSIONAREA OPTIMĂ A GRINZILOR METALICE CONTINUE PRETENSIONATE PE REAZEME

(Rezumat)

Se prezintă dimensionarea optimă a grinzilor continue pretensionate folosind metoda secţiunii echivalente. Structura echivalentă poate avea şi secţiune variabilă, prezentîndu-se în lucrare coeficienţii de corecţie ai momentelor de încastrare perfectă. Etapele de calcul sînt aceleaşi ca la bare drepte static determinate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C.D. 697

ÉTABLISSEMENT DE LA CHARGE THERMIQUE DES INSTALLATIONS DES BÂTIMENTS EN RÉGIME NONSTATIONNAIRE

PAR

RODICA SARDINO

1. Introduction

La charge thermique de l'installation de chauffage central ou de conditionnement et la température de l'air intérieur résultent du bilan thermique de la pièce d'habitation, en considérant le transfer de la chaleur par les éléments de construction extérieurs et intérieurs, vitrés ou non, la ventilation ainsi que les sources de chaleur.

Le bilan établi dans l'hypothèse du régime thermique stationnaire, même avec des corrections, est satisfaisant pour l'élaboration des projets de bâtiments seulement dans une certaine mesure.

Le régime thermique nonstationnaire présente un grand intérêt pour l'exploitation des installations, dans le but de la réduction de la consommation d'énergie,surtout lors d'un fonctionnement intermittent.

En été, à cause de l'action de la radiation solaire, le régime thermique est aussi nonstationnaire.

Dans ce qui suit on présente une méthode de calcul pour l'établissement de la charge thermique ou de la température de l'air intérieur dans un régime thermique nonstationnaire.

2. La méthode de calcul

2. 1. Hypothèses de calcul

a) On considère que le transfert de chaleur par les surfaces vitrées, par ventilation et celui dû aux sources de chaleur se produit instantanément.

La contribution des surfaces vitrées (d'inertie thermique négligeable) au bilan thermique de la pièce s'exprime par le coefficient de transfert thermique, k, considéré en régime stationnaire et par le flux radiant qui pénétre à l'intérieur par transparence (en considérant aussi l'action de la radiation solaire).

b) Pour les éléments de construction intérieurs et extérieurs compacts, d'inertie thermique nonnégligeable, la détermination *a priori* des fonctions d'influence du flux thermique est nécessaire.

À l'instant initial on considère que les température intérieure, extérieure et celle de l'élément de construction, sont partout égales à 0°C.

Si, par rapport à cette valeur de référence, la température de l'air extérieur seule augmente brusquement avec 1°C pour un temps indéfini, alors le flux thermique unitaire sur la surface intérieure represente la fonction d'influence intérieure, $i(\tau)$, respectivement extérieure, $e(\tau)$.

L'allure des fonctions d'influence est la même, quelque soit la structure de l'élément de construction.

Dans un premier instant la fonction d'influence intérieure prend la valeur du coefficient de transfert thermique par la surface

intérieure, α_i, et celle extérieure, la valeur zéro. Après un certain intervalle de temps, en fonction de l'augmentation de l'inertie thermique de la structure, les deux courbes ont la tendance d'atteindre la valeur de régime thermique stationnaire (Fig. 1).

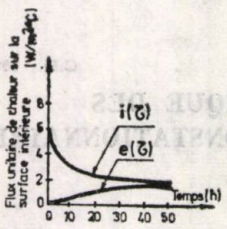


Fig. 1. — Fonctions d'influénce pour un mur en maçonnerie de 37,5 cm.

Les fonctions d'influence du flux, $i(\tau)$, $e(\tau)$, caractérisent le transfert de la chaleur en régime nonstationnaire et sont similaires au coefficient du transfert thermique, k, en régime stationnaire. Afin de déterminer les fonctions d'influence on doit resoudre le système d'équations différentielles pour le transfert unidirectionnel de la chaleur concernant un domaine homogène ou nonhomogène, avec des conditions aux limites du III-ème et du IV-ème genre et la condition temporelle résultée de leur définition.

L'intégration numérique et l'utilisation du calcul automatique permettent la résolution rapide avec une précision suffisante du système d'équations algébriques obtenu.

c) On considère que la température de l'air au voisinage de deux surfaces d'un élément de construction intérieur varie de façon identique, au cas contraire celui-ci étant un élément extérieur.

d) Les caractéristiques physiques des matériaux de construction et les coefficients de transfert thermique par la surface intérieure et extérieure ont des valeurs constantes.

e) Les paramètres climatiques extérieurs (la température de l'air extérieur et la radiation solaire) et intérieurs (la ventilation, les sources de chaleurs), peuvent prendre des valeurs constantes ou variables (périodiques ou nonpériodiques).

f) La température est considérée comme une fonction en échelle.

2.2. L'équation du bilan thermique

On considère L éléments de construction, extérieurs, compacts, R éléments intérieurs compacts, M fenêtres, la ventilation constante ou variable, P sources intérieures de chaleur connues. Le bilan thermique de la pièce d'habitation, à l'instant τ, résulte de la forme :

$$\sum_{J=1}^{L}\Delta\theta_{econv}(J,1)E(J,\tau)+\sum_{J=1}^{L}\sum_{N=2}^{\tau}\Delta\theta_{econv}(J,\tau-N+2)E(J,N-1)+$$
$$+\Delta\theta_i(\tau)\sum_{J=1}^{R}E(J,1)+\sum_{N=2}^{\tau}\Delta\theta_i(\tau-N+1)\sum_{J=1}^{R}E(J,N)+$$
$$+\sum_{J=1}^{M}[\theta_{econv,f}(J,\tau)K_f(J)+Q_s(J,\tau)+Q_u(J,\tau)]+\theta_i(\tau)V(\tau)+ \tag{1}$$
$$+\sum_{J=1}^{P}Q_{SUR}(J,\tau)+Q(\tau)=\Delta\theta_i(\tau)\sum_{J=1}^{L}I(J,1)+\sum_{N=2}^{\tau}\Delta\theta_i(\tau-N+1)\sum_{J=1}^{L}I(J,N)+$$
$$+\Delta\theta_i(\tau)\sum_{J=1}^{R}I(J,1)+\sum_{N=2}^{\tau}\Delta\theta_i(\tau-N+1)\sum_{J=1}^{R}I(J,N)+$$
$$+\theta_i(\tau-1)\sum_{J=1}^{M}K_f(J)+\Delta\theta_i(\tau)\sum_{J=1}^{M}K_f(J)+\theta_i(\tau-1)V(\tau)+\Delta\theta_i(\tau)V(\tau),$$

où : $\Delta\theta_{econv}(J, 1),...,\Delta\theta_{econv}(J, \tau)$ — l'augmentation de la température conventionnelle de l'air extérieur, pour l'élément J, aux instants 1,..., τ, par rapport aux instants précédents, [°C] ; $\theta_{econv.f}$ — la température conventionnelle de l'air extérieur, pour la fenêtre J, à l'instant τ, [°C] ; $E(J, 1),...$ $...,E(J, \tau)$ et $I(J, 1),...,I(J, \tau)$ — le flux thermique sur la surface intérieure des éléments de construction J (extérieurs, intérieurs), aux instants $1,...,\tau$ pour une augmentation de 1°C de la température de l'air extérieur, respectivement à l'intérieur de la chambre, [W/°C] ; $Q_s(J, \tau)$, $Q_u(J, \tau)$ — le flux radiant transmis par la surface ensoleillée, respectivement, ombrée, de la fenêtre J, à l'instant τ, [W] ; $K_f(J)$ — le flux de chaleur transmis par la fenêtre J, pour une différence de 1°C entre la température de l'air intérieur et du celui extérieur, [W/°C] ; $V(\tau)$ — le flux de chaleur par ventilation, pour une variation de la température de l'air de 1°C, [W/°C] ; $Q_{SUR}(J,\tau)$, — le flux thermique produit par les sources de chaleur connues, [W] ; $Q(\tau)$ — le flux de chaleur produit par la source de chaleur inconnue (introduit dans l'équation du bilan lors de la détermination de la charge de l'installation d'échauffement ou conditionnement), [W].

De l'équation du bilan (1) il résulte soit la température de l'air intérieur, $\theta_i(\tau)$, soit la charge thermique de l'installation de chauffage ou du conditionnement, $Q(\tau)$.

2.2.1. CONDITIONS INITIALES

a) *Régime périodique installé*

En partant d'une valeur initiale du paramètre déterminé, $\theta_i(1)$ ou $Q(1)$, on effectue le calcul dans un nombre de cycles pour atteindre la précision imposée (un cycle ayant la durée de la période du phénomène thermique).

b) *Régime nonpériodique*

b_1) En considérant la définition des fonctions d'influence il est nécessaire que les températures de l'air intérieur, du celui extérieur et des éléments de constructions soient identiques à l'instant initial. Cette hypothèse peut être considérée comme réele dans certaines périodes de l'année. Par exemple en automme avant la mise en fonction des installations d'échauffement et pendant une radiation solaire réduite ou nulle (en période nocturne).

b_2) Si, pour la période considérée pour le calcul, l'hypothèse ci-dessus n'est pas réelle, il est nécessaire à connaître les antécédents thermiques de la pièce (les actions et les réponses) pour une certaine durée, en fonction de l'inertie thermique de celle-ci. L'inertie thermique est appreciée par le temps nécessaire pour que les fonctions d'influence du flux puissent atteindre pratiquement les valeurs du régime thermique stationnaire.

Si dans l'équation du bilan thermique on considère uniquement les termes qui correspondent au transfert de chaleur pour un seul élément extérieur de construction (Fig. 2) il résulte :

$$\Delta\theta_{econv}(1)\,E(\tau)+\Delta\theta_{econv}(2)\,E(\tau-1)+\Delta\theta_{econv}(3)\,E(\tau-2)+$$
$$+...+\Delta\theta_{econv}(\tau-1)E(2)+\Delta\theta_{econv}(\tau)E(1)=\Delta\theta_i(1)I(\tau)+ \tag{2}$$
$$+\Delta\theta_i(2)I(\tau-1)+\Delta\theta_i(3)I(\tau-2)+...+\Delta\theta_i(\tau-1)I(2)+\Delta\theta_i(\tau)I(1).$$

Pour un temps de calcul assez grand, les fonctions d'influence ont pratiquement les valeurs du régime thermique stationnaire :

$$E(\tau)=E(\tau-1)=E(\tau-2)=I(\tau)=I(\tau-1)=I(\tau-2)=kS, \tag{3}$$

où: k — le coefficient de transfert thermique de l'élément de construction, [W/m² °C]; S — la surface de l'élément de construction, [m²].

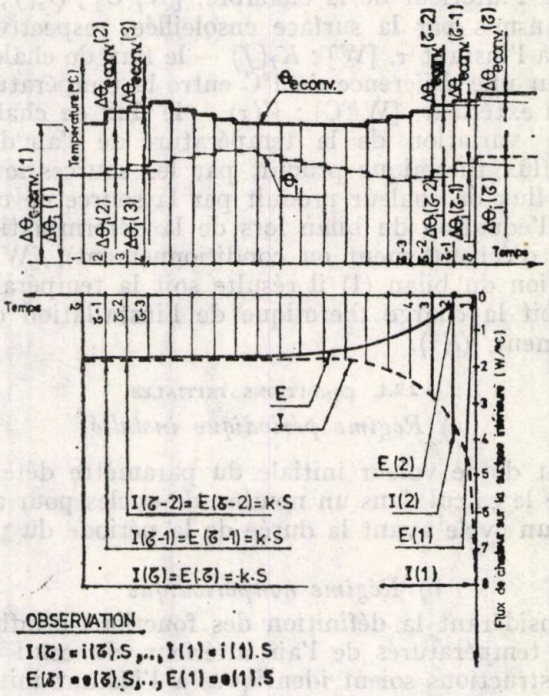


Fig. 2. — Représentation graphique des termes d'intégration dans le moment de calcul τ.

En considérant :

$$\Delta\theta_{econv}(1)+\Delta\theta_{econv}(2)+\Delta\theta_{econv}(3)-[\Delta\theta_i(1)+\Delta\theta_i(2)+\Delta\theta_i(3)]= \\ =\theta_{econv}(3)-\theta_{iconv}\ (3) \tag{4}$$

la rélation (2) devient :

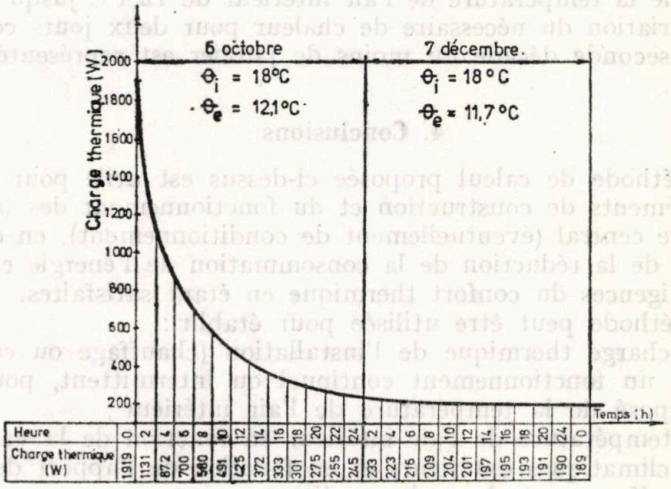
$$kS[\theta_{econv}(3)-\theta_{iconv}(3)]+\ldots+\Delta\theta_{econv}(\tau-1)E(2)+ \\ +\Delta\theta_{econv}(\tau)E(1)-\ldots-\Delta\theta_i(\tau-1)I(2)-\Delta\theta_i(\tau)I(1)=0. \tag{5}$$

Il résulte que pour un temps de calcul suffisamment grand la variation antérieure de la température de l'air extérieur ou intérieur est sans importance jusqu'au moment où les valeurs des fonctions d'influence diffèrent l'une de l'autre et d'un instant à l'autre. L'intervalle de temps compris entre cet instant et celui pour lequel on détermine le bilan, constitue le passé thermique qui présente intérêt dans les calculs à effectuer.

3. Exemple de calcul

L'application dans la recherche et à l'élaboration des projets de la méthode de calcul proposée est facilitée par le programme de calcul automatique établi à ce fin, qui se trouve à la Bibliothèque Nationale de Programmes[1]).

Pour une pièce d'habitation située à un niveau courant, dans un bâtiment en grands panneaux préfabriqués, on a déterminé le nécessaire de chaleur dans la période froide, à partir du mois d'octobre (conformément au STAS 4 839-71, date conventionelle quand commence le fonc-



Heure	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	24	0
Charge thermique (W)	1919	1131	872	700	580	491	425	372	333	301	275	255	245	233	223	216	209	204	201	197	195	193	191	190	189

Fig. 3. — Charge thermique de l'installation de chauffage ; θ_e — pour la ville de Jassy, θ_i = 18°C, ventilation — 1 vol/h.

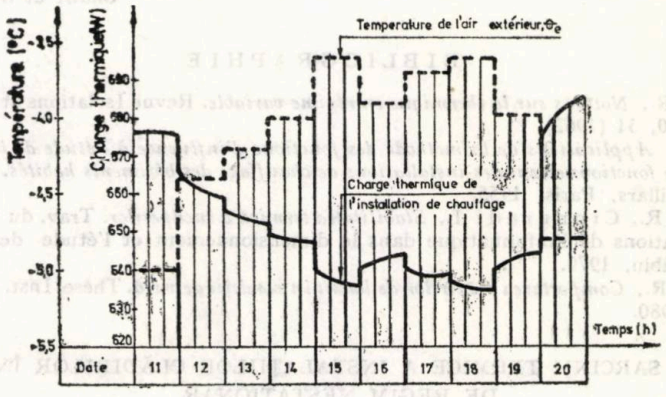


Fig. 4. — Charge thermique de l'installation de chauffage ; θ_e — pour la ville de Jassy, dans la seconde décade du moins de janvier, θ_i = 18°C, ventilation — 1 vol/h.

[1]) Programme de calcul BILANT élaboré par : dr. ing. Rodica Sardino, dr. ing. I. Ciongrati et ing. Radu Silion.

tionnement du chauffage à partir d'une température de l'air extérieur de 12°C).

À l'instant initial les températures de l'air extérieur, du celui intérieur et des éléments de construction sont identiques (12,4°C). Les valeurs de la température de l'air extérieur dans la période considérée sont celles habituelles pour la ville de Jassy. La radiation thermique n'est pas considérée. La température de l'air intérieur est constante (18°C).

Le nécessaire de chaleur pour les premières heures est très grand compte tenu de l'inertie thermique de l'élément de construction et de l'augmentation de la température de l'air intérieur de 12,4°C jusqu à 18°C.

La variation du nécessaire de chaleur pour deux jours consécutives et dans la seconde décade du moins de janvier est représentée dans les Fig. 3 et 4.

4. Conclusions

La méthode de calcul proposée ci-dessus est utile pour l'optimisation des éléments de construction et du fonctionnement des installations de chauffage central (éventuellement de conditionnement), en considérant la nécessité de la réduction de la consommation de l'énergie en exploitation, les exigences du confort thermique en étant satisfaites.

La méthode peut être utilisée pour établir :

a) la charge thermique de l'installation (chauffage ou conditionnement) avec un fonctionnement continuel ou intermittent, pour un programme imposé de la température de l'air intérieur ;

b) la température de l'air intérieur en fonction de la variation des paramètres climatiques extérieurs et en fonction de l'apport de l'installation de chauffage central ou de conditionnement.

Reçue le 28 décembre 1981

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Génie civil

BIBLIOGRAPHIE

1. Leroux R., *Notions sur la thermique en régime variable.* Revue Isolations et Revêtements, 30, 31 (1962).
2. Nessi A., *Applications de la méthode des fonctions d'influence à l'étude de la discontinuité de fonctionnement des installations de chauffage des bâtiments habités.* Ed. Gauthier-Villars, Paris, 1955.
3. Sardino R., Ciongradi I., *Stabilitatea termică a încăperilor.* Trav. du Symp. „Applications de l'informatique dans le dimensionnement et l'étude des bâtiments", Sibiu, 1979.
4. Sardino R., *Comportarea clădirilor de locuit în condiții de vară.* Thèse, Inst. Polyt., Jassy, 1980.

STABILIREA SARCINII TERMICE A INSTALAȚIILOR CLĂDIRILOR ÎN CONDIȚII DE REGIM NESTAȚIONAR

(Rezumat)

Se propune o metodă de calcul pentru stabilirea sarcinii termice a instalațiilor (de încălzire sau condiționare) și caracteristicile termice ale încăperilor, în condiții de regim nestaționar.

Metoda de calcul este utilă pentru optimizarea elementelor de construcție și a funcționării instalațiilor, în scopul reducerii consumului de energie în exploatare concomitent cu satisfacerea exigențelor de confort termic.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. Z. 624.01

STABILIREA PROTECŢIEI TERMICE OPTIME PENTRU BETONUL EXECUTAT PE TIMP FRIGUROS

DE

N. GIUŞCĂ

1. Introducere

Adoptarea unor izolaţii termice raţionale, optime, pentru protecţia pe timp friguros a betonului în curs de întărire, se poate realiza prin analiza parametrilor ce concură la stabilirea soluţiilor de protecţie termică şi reţinerea acelor variante care conduc la un consum minim de resurse.

Analiza matematică a modului în care componentele costurilor se condiţionează reciproc, stabilirea corelaţiilor funcţie de parametrii comuni ai acestora, conduce la determinarea unor relaţii unice, prin intermediul cărora se pot obţine variante optime.

Un criteriu general, sintetic, îl constituie costul total minim. În acest scop este necesar să se determine componentele costurilor totale şi modul lor de variaţie funcţie de un parametru comun al acestora — rezistenţa la transferul de căldură. Astfel, costul total este constituit din costul soluţiei de izolare termică, proiectată pentru protecţia pe timp friguros şi costul energiei consumate în perioada necesară pentru protecţie.

Metoda analitică, luată în studiu, permite stabilirea costurilor totale minime şi, de asemenea, scoate în evidenţă modul în care parametrii ce intervin influenţează aceste costuri, permiţînd, funcţie de politica economică la un moment dat, să se intervină în direcţia dorită.

2. Determinarea costurilor izolaţiei termice funcţie de rezistenţa la transferul de căldură

Grosimea izolaţiei, optimă din punct de vedere termoeconomic, este aceea pentru care suma costurilor materialelor termoizolante şi a cheltuielilor de manoperă pentru obţinerea incintei izolate, devine minimă la o aceeaşi rezistenţă termică.

Costul termoizolaţiei poate fi descompus, astfel, în următoarele elemente : a) costul materialului termoizolant ; b) cheltuielile privind manopera de realizare a incintei izolate ; c) cheltuielile indirecte, proporţionale cu manopera de realizare a incintei.

Costul materialului termoizolant, pentru grosimi curente, uzuale, este proporțional și crește odată cu majorarea stratului termoizolant.

Cheltuielile referitoare la manopera de realizare a incintei variază nesemnificativ odată cu variația grosimii materialului termoizolant.

Se ajunge astfel la concluzia că, pentru materialele de izolare termică, costurile realizării incintei pot fi considerate ca fiind constituite dintr-o parte fixă, care nu variază cu grosimea materialului și o parte care prezintă o variație liniară, funcție de grosimea materialului termoizolant. De precizat că această proporționalitate poate fi adoptată și pentru materiale ce prezintă o variație oarecare, deoarece, în intervalul relativ îngust de modificare a grosimilor, curba poate fi aproximată, în limita unor erori acceptabile, cu o variație liniară.

Suma costurilor și cheltuielilor menționate se adoptă pentru un metru pătrat de incintă izolată termic.

Este necesar, astfel, să se determine relațiile de dependență ale costului pe metru pătrat a izolației termice, odată cu variația grosimii acesteia:

$$C_{iz} = a + pd, \tag{1}$$

în care: C_{iz} reprezintă costul izolației; a — partea constantă a costului izolației; p — costul materialului izolant, [lei/m³]; d — grosimea izolației, [m].

Stabilirea unor relații funcție de grosimea termoizolației și determinarea variației sumei costurilor prin anumite procedee, va conduce la obținerea sumei minime, deci a grosimii optime pentru un material anumit, anterior determinat.

Acest mod de a conduce studiul nu este cel mai comod, deoarece presupune calcule laborioase. Mai rațional este să se determine variația costurilor și a cheltuielilor funcție de o caracteristică comună tuturor materialelor — rezistența la transferul de căldură, care înglobează atît grosimea materialului cît și coeficientul de conductivitate termică, λ, ce caracterizează proprietățile termoizolante:

$$R = \frac{d}{\lambda}, \tag{2}$$

în care: R reprezintă rezistența la transferul de căldură, [m² h °C/kcal]; d — grosimea termoizolației, [m]; λ — coeficientul de conductivitate termică, [kcal/m h °C].

Înlocuind expresia (2) în relația (1) se obține:

$$C_{iz} = a + p\lambda R. \tag{3}$$

Expresia (3) reprezintă variația costurilor pentru un metru pătrat de suprafață a izolației, funcție de rezistența la transferul de căldură.

Produsul $p\lambda$ din expresie constituie o caracteristică importantă a materialelor termoizolante.

Studiul, pentru diferite materiale, chiar și numai a termenului $p\lambda$, oferă indicații pentru adoptarea unor materiale izolante eficiente.

3. Dependența costurilor energiei funcție de rezistența la transferul de căldură

Variația costurilor energiei funcție de rezistența la transferul de căldură se poate stabili prin determinarea relațiilor de legătură dintre căldura transferată prin unitatea de suprafață de izolație termică, costul acestei energii și capacitatea de izolare termică a soluției adoptate.

Densitatea fluxului de căldură (q) se calculează pe baza relației lui Fourier:

$$q = \lambda \frac{d\theta}{dx}, \tag{4}$$

în care $d\theta/dx$ reprezintă gradientul de temperatură.

În regim staționar, fluxul fiind constant, se obține:

$$\frac{dq}{dx} = \lambda \frac{d^2\theta}{dx^2} = 0. \tag{5}$$

Ecuația (5) caracterizează regimul termic staționar unidirecțional.

Determinarea fluxului de căldură presupune rezolvarea ecuației (4) și anume:

$$d\theta = \frac{q}{\lambda} dx. \tag{6}$$

Prin integrarea acestei ecuații se obține:

$$\theta = \frac{q}{\lambda} x + C. \tag{7}$$

Impunînd condițiile la limită, pentru $x=0$ și $x=d$, respectiv $\theta=\theta_i$ și $\theta=\theta_e$, rezultă:

$$C = \theta_i; \quad \theta_e = \frac{q}{\lambda} d + \theta_i,$$

de unde se deduce

$$q = \frac{\lambda}{d} (\theta_i - \theta_e). \tag{8}$$

Pentru estimarea cantității totale de căldură ce străbate incinta izolată se utilizează relația:

$$Q = \frac{S(\theta_i - \theta_e)}{R} t, \tag{9}$$

în care: R reprezintă rezistența la transferul de căldură; S — suprafața izolației termice, [m²]; t — timpul, [ore].

Fixînd pentru S și t valori egale cu unitatea se obține fluxul de căldură ce străbate unitatea de suprafață;

$$q = \frac{\theta_i - \theta_e}{R}. \tag{10}$$

Costul energiei consumate pentru întreaga perioadă de încălzire, se estimează cu relația:

$$C_{en} = qtCn. \tag{11}$$

Substituind q din relația (10) se obține :

$$C_{en} = \frac{\theta_i - \theta_e}{R} tCn, \tag{12}$$

în care : C reprezintă costul unității energetice, [lei/kcal] ; n — numărul de reutilizări a izolației termice.

Notîndu-se cu N produsul dintre diferența de temperatură și timp, relația devine :

$$C_{en} = \frac{nCN}{R}. \tag{13}$$

4. Determinarea rezistențelor termice optime la costuri totale minime

Se constituie, în baza relațiilor (3) și (12), suma costurilor izolației termice și energiei :

$$C_t = C_{iz} + C_{en} = a + p\lambda R + \frac{nCN}{R} \tag{14}$$

și se determină valoarea R_{opt} care anulează derivata

$$\frac{dC_t}{dR} = p\lambda - \frac{nCN}{R^2}, \tag{15}$$

rezultînd

$$R_{opt} = \sqrt{\frac{nCN}{p\lambda}}, \tag{16}$$

în care : R_{opt} reprezintă rezistența termică optimă, [m² h °C/kcal]; n — numărul de reutilizări a izolației termice ; C — costul unității energetice, [lei/kcal] ; N — numărul de grade-ore necesar, [°C h]; p — costul materialului termoizolant, [lei/m³] ; λ — coeficientul de conductivitate termică, [kcal/m h °C].

Relația (16) permite calculul rezistențelor termice pentru care costurile totale prezintă valorile cele mai scăzute.

5. Concluzii

Analiza parametrilor care intervin în relația (16) evidențiază următoarele aspecte :

a) Produsul $p\lambda$ poate oferi singur criterii pentru adoptarea unor materiale eficiente termoeconomic. Astfel, este necesar ca valoarea produsului $p\lambda$ să prezinte valori cît mai mici. Acest deziderat se poate obține fie prin utilizarea unor materiale cu caracteristici termoizolante superioare (coeficient de conductivitate termică în jurul valorii de 0,035 kcal/m h °C) fie prin utilizarea unor materiale cu caracteristici termoizolante reduse, dar cu un cost scăzut.

b) Numărul de reutilizări a panourilor cu care se alcătuiește incinta izolată termic este necesar să fie cît mai mare. Numărul de reutilizări poate fi de peste 100 ori, în cazul în care se folosesc cofraje din materiale rezistente, de inventar, izolate termic sau se adoptă panouri mari, special concepute pentru realizarea incintelor izolate.

c) Creșterea costului unității energetice poate solicita majorări substanțiale ale grosimii stratului termoizolant, pentru a obține rezistențe termice optime.

Expresia (13) corespunde unei curbe de variație a consumului de energie care, pentru valori ridicate ale rezistenței termice, devine asimptotă la o paralelă la abscisă. Din studii anterioare, în baza modului de variație a expresiei (13), a rezultat că pentru valori ale rezistențelor termice mai mari decît 2,2 m^2 h °C/kcal economiile de energie devin nesemnificative. Deci, pentru valoarea rezistenței termice menționate se obțin economiile maxime de energie.

Avîndu-se în vedere aspectele evidențiate, pentru corelarea costurilor energiei și a materialelor termoizolante este necesar ca rezistențele termice efective să se situeze într-un domeniu avînd drept limită inferioară rezistența termică optimă la costuri totale minime și drept limită superioară rezistența termică la consum minim de energie. De remarcat că acest domeniu se restrînge odată cu creșterea costului energiei.

Adoptarea valorii termice efective, în domeniul menționat, va fi funcție de politica economică la momentul respectiv.

Odată adoptată rezistența termică efectivă și stabilindu-se un regim termic rațional de întărire a betonului, se poate determina, funcție de masivitatea elementului, metoda de protecție a betonului executat pe timp friguros, respectiv metoda de conservare a căldurii sau necesitatea unui aport de energie din exterior.

Primită la 21 decembrie 1981

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de construcții civile și industriale

DETERMINATION OF OPTIMUM THERMAL PROTECTION FOR CONCRETE POURED IN COLD CONDITIONS

(Summary)

The dependence of costs due to thermal insolation and energy required for protection of concrete poured at low temperature is presented in relation to the resistance to thermal transfer.

By imposing the criteria of minimal total costs the optimal resistances of thermal isolation leading to maximum effects are determined.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C. Z. 624.9

STRUCTURI DE REZISTENȚĂ PENTRU HALE INDUSTRIALE CU ACOPERIȘUL REALIZAT DINTR-UN NOU ELEMENT TIP ȘED

DE

DAN PRECUPANU, M. DIACONU și C. LEONTE

1. Generalități

Concepția structurii de rezistență a halelor industriale la care procesul tehnologic necesită o bună ventilare a întregului spațiu de lucru și o iluminare cît mai uniformă a suprafețelor de producție — condiții exprese, de exemplu, pentru industria ușoară — trebuie să aibă în vedere, în primul rînd, satisfacerea acestor două deziderate.

Ventilația acestor hale se poate realiza fie cu ajutorul unei tubulaturi separate fixată pe structura de rezistență, fie folosind spațiile închise ale grinzilor dispuse la nivelul acoperișului, soluție mai estetică și mai rațională sub aspect economic.

Iluminarea suprafețelor tehnologice poate fi realizată economic, în soluție optimă, cu ajutorul luminii naturale care să pătrundă indirect, atît prin pereții laterali cît și prin acoperiș. În acest scop închiderea halelor va avea un grad accentuat de vitrare, fațadele fiind prevăzute cu elemente (lamele verticale și orizontale), care să împiedice pătrunderea directă a razelor solare. În același scop acoperișul se realizează din elemente tip șed de forma λ, a căror avantaje sînt arătate într-un studiu anterior [1].

În principiu, structura de rezistență a unei hale care necesită satisfacerea dezideratelor expuse se alcătuiește, pînă la nivelul acoperișului, sub formă clasică — stîlpi prefabricați fixați în fundații izolate sau alte tipuri de fundații, în funcție de natura terenului.

Acoperișul se realizează din elementele șed amintite, așezate pe șiruri de grinzi longitudinale. Suprastructura de rezistență a halei necesită, în consecință, trei tipuri de elemente prefabricate : stîlpi, grinzi și elemente șed. În raport cu forma adoptată pentru secțiunea grinzilor precum și în funcție de modul cum se realizează prinderea elementelor prefabricate pe stîlpi se pot concepe mai multe soluții pentru structura acoperișului. Adoptarea uneia sau a alteia din aceste soluții se face în funcție de destinația halei, de procesul tehnologic care reclamă sau nu necesitatea unor utilaje de transport pe orizontală sau pe verticală, de gradul de condiționare a aerului, de mărimea traveelor și deschiderilor, de gradul de intensitate seismică a zonei în care este amplasată construcția. În cele ce urmează se prezintă unele soluții de acoperiș pentru hale parter cu iluminare naturală orientată, realizate din elemente prefabricate din beton precomprimat.

2. Soluții de acoperiș

2. 1. Acoperiș pe grinzi longitudinale cu secțiunea dublu T

Această soluție (fig. 1) se recomandă în special la hale la care nu este necesară condiționarea aerului. În cazul cînd se impune și o asemenea cerință, ventilația se poate realiza cu ajutorul unei tubulaturi independente care se suspendă de structura de rezistență.

Avantajul soluției constă în faptul că grinzile cu secțiunea dublu T fiind tipizate, sînt folosite curent în producție. Ele au o comportare foarte bună la sarcinile verticale și nu ridică probleme speciale de execuție, transport sau montaj. Prin alegerea convenabilă a lățimii superioare se poate realiza o bună rezemare și fixare a elementelor șed. Prinderea pe stîlpul de beton se poate realiza în furcă (fig. 2), ceea ce conferă o bună stabilitate la montaj și realizarea unei legături convenabile a prefabricatelor în nodul din capătul stîlpului. În funcție de destinația halei, inima grinzilor poate fi continuă sau cu goluri care să favorizeze circulația aerului sau montarea tubulaturii de ventilație în sens transversal halei.

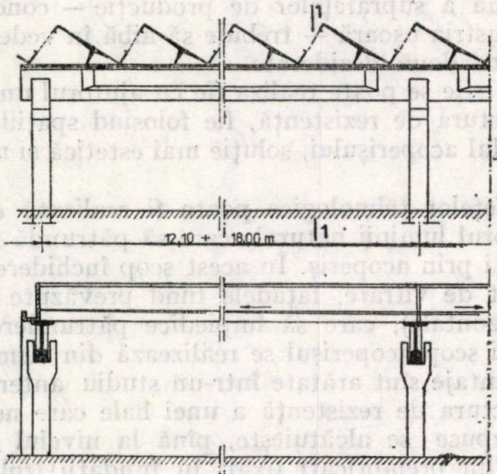


Fig. 1

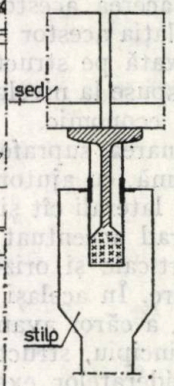


Fig. 2

Soluția cu grinzi longitudinale dublu T se adoptă, în special, la hale amplasate în zone cu grad redus de seismicitate, la care distanța dintre axele stîlpilor după cele două direcții este relativ redusă (12, 15, 18 m).

2. 2. Acoperiș pe grinzi longitudinale cu secțiunea cheson închis

Grinzile longitudinale realizate cu secțiunea de tip cheson închis, cu un compartiment (fig. 3), prezintă două avantaje esențiale :

a) realizarea unei ventilații a halei prin canalul creat de însăși forma secțiunii, eliminîndu-se astfel instalațiile suplimentare de condiționare a aerului ;

b) o comportare foarte bună în preluarea sarcinilor atît verticale cît și orizontale. Se folosesc la hale cu trama mare (15,00 × 15,00 m ; 15,00 × × 18,00 m ; 18,00 × 18,00 m) sau în cazul amplasării structurii într-o zonă cu un grad ridicat de seismicitate. Grinzile canal se pot realiza în diferite variante (din bolțari asamblați prin precomprimare cu armătură post-întinsă, din două elemente U asamblate la partea superioară și inferioară, etc.).

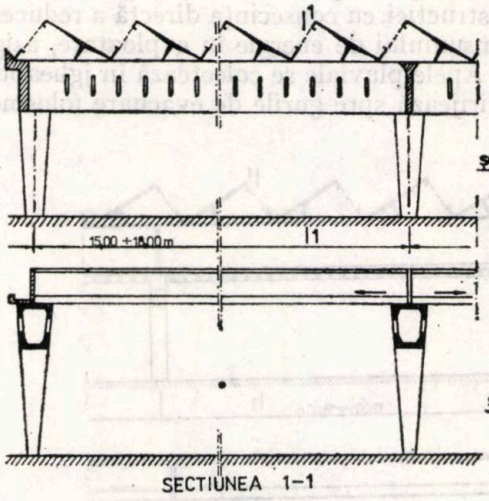


Fig. 3

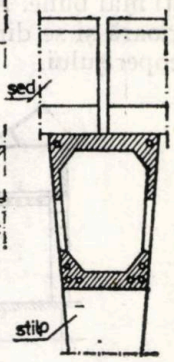


Fig. 4

Prinderea de stîlpi (fig. 4) poate asigura o bună continuitate a grinzilor cu articulații între stîlpi și grindă.

Aceste grinzi necesită o execuție mai dificilă la turnare și o manoperă sporită la montaj dacă se realizează din tronsoane care urmează a fi asamblate pe șantier.

2.3. Acoperiș pe grinzi longitudinale cu secțiunea în formă de Ω

O altă variantă de alcătuire a structurii acoperișului se obține folosind grinzi longitudinale cu secțiunea deschisă în formă de Ω (fig. 5). Aceste grinzi sînt tipizate, existînd o experiență în ce privește execuția, transportul și montajul lor. Forma deschisă a secțiunii ușurează turnarea, făcînd posibilă realizarea întregului element sub formă de monobloc. Lipsa golurilor din pereții verticali permite reducerea grosimii acestora precum și o comportare bună sub sarcinile verticale dispuse după axe de simetrie. Prinderea de stîlp se realizează evazînd capătul acestuia cu două console pe care se așează direct grinda (fig. 6 și 7). Cele două porțiuni ale tălpii inferioare extinse spre exterior conferă o bună stabilitate și în același timp posibilitatea montării căilor de rulare pentru grinzi rulante sau poduri rulante de mică capacitate. Pentru a îmbunătăți comportarea la sarcini orizontale și la momentul de torsiune, cele două porțiuni ale tălpii inferioare se leagă în

lung cu distanțieri de beton armat prefabricat, precomprimați cu buloane de înaltă rezistență.

În ce privește așezarea elementelor șed pe grinda longitudinală există două variante mai importante :

a) dispunerea elementelor pe talpa superioară (fig. 6), prinderea realizîndu-se ca și în soluțiile precedente ;

b) așezarea e ementelor pe talpa inferioară (fig. 7), ceea ce conduce la reducerea înălțimii construcției, cu consecința directă a reducerii acțiunilor orizontale, micșorarea consumului de energie în exploatare, asigurarea unei funcționalități mai bune. Apele pluviale se colectează în jgheaburile formate la talpa inferioară și se dirijează spre gurile de evacuare folosind pante longitudinale acoperișului.

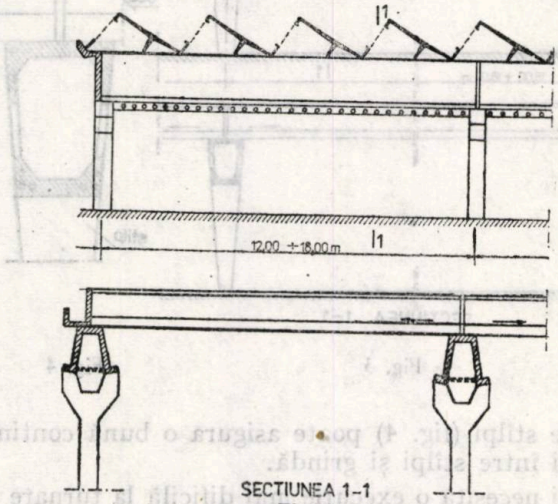


Fig. 5

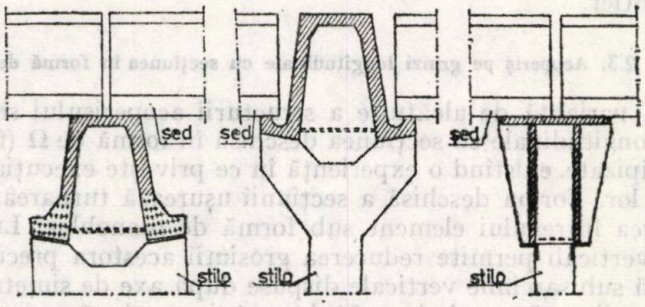


Fig. 6 Fig. 7 Fig. 8

Pentru a se crea și funcția de ventilare a aerului, talpa inferioară a grinzilor poate fi închisă cu tablă sau cu plăci dintr-un alt material ușor, prevăzute cu goluri. În acest mod grinzile cu secțiunea Ω devin deosebit de avantajoase deoarece asociază condiția unei bune capacități portante cu aceea de ventilație a halei și de execuție fără dificultăți.

Soluția descrisă la acest punct poate fi concepută și cu grinzi având secțiunea în formă de Π așezate pe capătul superior al stîlpilor (fig. 8).

3. Concluzii

Soluțiile prezentate prezintă certe avantaje economice de exploatare, de execuție și industrializare a lucrărilor de montaj în condițiile folosirii iluminării naturale și uniforme a spațiilor de producție. În funcție de mărimea tramei, gradul de seismicitate al zonei în care este amplasată construcția, necesitatea de a avea sau nu utilaje de transport, se alege varianta corespunzătoare a structurii acoperișului hală.

Primită la 10 iunie 1981

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor
și
Catedra de beton armat

BIBLIOGRAFIE

1. Precupanu D., Diaconu M., Leonte C., Dascălu V., *Studiu privind alegerea formei optime pentru un nou element de acoperiș la hale industriale.* Ses. șt. jubil. „40 de ani de înv. sup. de constr. la Iași", Iași, 1981.

STRUCTURES DE RÉSISTANCE POUR DES HALLES INDUSTRIELLES À TOIT RÉALISÉ D'UN ÉLÉMENT NOUVEAU TYPE SHED

(Résumé)

On présente une série de solutions pour le toit des halles industrielles pour les quelles on exige une bonne ventilation de l'espace de travail et un éclairage le plus uniforme que possible de toute la surface de production. En employant un élément de toit sous la forme de λ, réalisé en béton armé précontraint, on y discute quatre possibilités de réaliser le toit en fonction de la forme des poutres principales et des liaisons qui se réalisent entre les éléments portants.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. Z. 624.07

ASUPRA DISPUNERII ARMĂTURILOR POSTÎNTINSE ÎN ELEMENTELE ŞI STRUCTURILE DE BETON PRECOMPRIMAT ASAMBLATE DIN BOLŢARI PREFABRICAŢI DE BETON

DE

C. LEONTE

1. Efectul rosturilor dintre bolţari asupra dispunerii armăturii pretensionate

Pentru a fi îndeplinită condiţia de nefisurare la transfer şi în exploatare, la elementele încovoiate de beton precomprimat, executate prin turnare direct la dimensiunile finale, armătura pretensionată se dispune astfel încît punctul de aplicaţie al forţei de precomprimare să se găsească, pentru toate cazurile de încărcare, în interiorul sîmburelui limită [1], [2], [4], [5]. În acest mod eforturile unitare şi deformaţiile specifice în betonul din zonele întinse vor rămîne mai mici decît rezistenţa şi deformaţia specifică limită la întindere ale betonului şi nu se vor forma fisuri. Menţinerea aceleiaşi poziţii a armăturilor la elementele de beton precomprimat alcătuite din bolţari prefabricaţi de beton nu mai satisface condiţiile de nefisurare la transfer şi în exploatare, deoarece rezistenţa la întindere din aderenţă pe suprafeţele de separaţie dintre mortarul sau betonul de monolitizare şi betonul din elementele prefabricate este foarte mică sau nulă. Ca urmare, la transfer, rosturile se deschid în partea opusă punctului de aplicaţie al forţei de precomprimare, care este preluată numai de zonele active ale secţiunilor prin rosturi, pe care apar eforturi unitare de compresiune mai mari. Aceste fisuri se închid atunci cînd elementul se încarcă, dar deschiderea la transfer a rosturilor are efecte defavorabile asupra valorii încărcării de fisurare în exploatare. Într-adevăr, cînd elementul sau structura de rezistenţă se încarcă, momentul încovoietor în secţiunile fisurate este preluat numai de zona activă pe care se dezvoltă eforturi unitare de întindere mai mari, grăbind decomprimarea zonei inferioare. Ca urmare, atunci cînd punctul de aplicaţie al forţei de precomprimare va ajunge la marginea opusă a sîmburelui central eforturile unitare în betonul din zona comprimată la transfer se vor anula. Ieşirea punctului de aplicaţie din interiorul sîmburelui central are ca efect deschiderea rosturilor în zona întinsă în exploatare. În consecinţă, pentru a fi satisfăcută condiţia de nefisurare la transfer şi în exploatare la elementele încovoiate de beton precomprimat alcătuite din bolţari prefabricaţi de beton, armătura pretensionată trebuie astfel dispusă

încît punctul de aplicaţie al forţei de precomprimare să se găsească, pentru toate ipotezele de încărcare, în interiorul sîmburelui central. Această situaţie se realizează prin deplasarea armăturii spre axul elementului încovoiat avînd ca efect micşorarea eficacităţii ei, pentru satisfacerea condiţiilor de fisurare şi de rezistenţă sub acţiunea încărcărilor de exploatare fiind necesară mărirea secţiunii armăturii pretensionate.

Acest dezavantaj poate fi eliminat dacă armătura pretensionată se dispune, analog ca la elementele executate prin turnare, direct la dimensiunile finale iar la asamblare rosturile se umplu cu mortar numai pe înălţimea zonei active [3], [4]. După precomprimarea elementului sau structurii, rosturile se umplu apoi complet, cu mortar. Atunci cînd elementul de beton precomprimat se încarcă, în zonele rosturilor el va lucra cu întreaga secţiune. Zona comprimată va fi continuă iar decomprimarea zonei întinse în exploatare se produce pentru valori mai mari ale încărcării abia atunci cînd punctul de aplicaţie al forţei de compresiune ajunge la marginea sîmburelui limită, adică odată cu formarea fisurilor în betonul dintre rosturi. Se obţin astfel elemente de beton precomprimat alcătuite din bolţari prefabricaţi de beton, care cu acelaşi consum de armătură pretensionată au aceleaşi caracteristici de rezistenţă şi de fisurare cu elemente similare, executate însă prin turnare, direct, la dimensiunile finale.

2. Studiul experimental al unor grinzi asamblate prin precomprimare din cîte două elemente prefabricate de beton

Grinzile experimentale cu lungimea de 4,90 m şi deschiderea de 4,50 m (fig. 1) s-au realizat cu beton de marcă B 400, armături pretensionate din oţel SBPI şi armături nepretensionate din oţel OB 37. Pentru stabilirea caracteristicilor mecanice ale armăturii pretensionate au fost încercate 12 sîrme rezultînd : $\sigma_{0.01}=14\,317$ daN/cm² ; $\sigma_{0.2}=16\,605$ daN/cm² ; $\sigma_r=18\,900$ daN/cm², $\varepsilon_r=4{,}54\%$; $E_p=2{,}13.10^6$ daN/cm². Rezistenţa la compresiune a betonului, determinată prin încercări nedistructive, cu ajutorul unui sclerometru Schmidt de tip N, a rezultat egală cu 407 daN/cm².

Secţiunile transversale ale grinzilor în afara rosturilor au următoarele caracteristici : $A_b=591$ cm² ; $A_a=2\,\varnothing 8=1{,}01$ cm² ; $A'_a=8\,\varnothing 8=4{,}04$ cm² ; $A_p=12\,\varnothing 5=2{,}35$ cm² ; $A_i=633{,}4$ cm² ; $a_p=6$ cm ; $x^s_G=17{,}10$ cm ; $e_{0p}=x^i_G-a_p=16{,}9$ cm ; $I_i=97.188$ cm⁴ ; $W^s_i=5\,680$ cm³ ; $W^i_i=4\,250$ cm³ ; $r_s=6{,}70$ cm ; $r_i=8{,}98$ cm ; randamentul secţiunii : $(r_i+r_s)/h=0{,}392$; $\sigma_{p0}=0{,}7\,R^n_p=11\,550$ daN/cm² ; $N_0=A_p\sigma_{p0}=27\,200$ daN; $W^s_f=\gamma W^s_i=9\,940$ cm³; $W^i_f=\gamma W^i_i=7\,440$ cm³ ; ordonatele sîmburelui limită : $c_i=r_i+W^s_f R^n_t/N_0=18{,}10$ cm ; $c_s=r_s+W^i_f R^n_t/N_0=13{,}53$ cm ; armătura se găseşte în interiorul sîmburelui limită ; momentul încovoietor la mijlocul deschiderii, produs de încărcarea cu greutatea proprie : $M_g=gl^2/8=480$ daNm ; momentul încovoietor de fisurare : $M_f=N_0(e_{0p}+c_s)=828\,500$ daNcm ; încărcarea de fisurare : $P_f=3(M_f-M_g)/l=5\,200$ daN ; momentul încovoietor de rupere : $M_r=A_p\sigma_{p1}(h_{0p}-x/2)+A_a\sigma_c(h_0-x/2)+A'_a\sigma_c(h_p-2a')/2$; $h_{0p}=h-a_p=34$ cm ; $h_0=h-a=38$ cm ; $\sigma_c=2\,850$ daN/cm² ; $\sigma_{p1}=m_pR^n_p$; $R^n_p=\sigma_{r\text{med}}=18\,900$ daN/cm² ; $m_p=1-k\alpha_p=1-0{,}6A_pR^n_p/(bh_pR^n_{0p})=0{,}922$; $\sigma_{p1}=0{,}922\,.\,18\,900=17\,420$ daN/cm² ; $x=A_p\sigma_{p1}/(bR^n_i)=4{,}68$ cm ; $M_r=2{,}35.17\,420(34-4{,}68/2)+1{,}101\times$

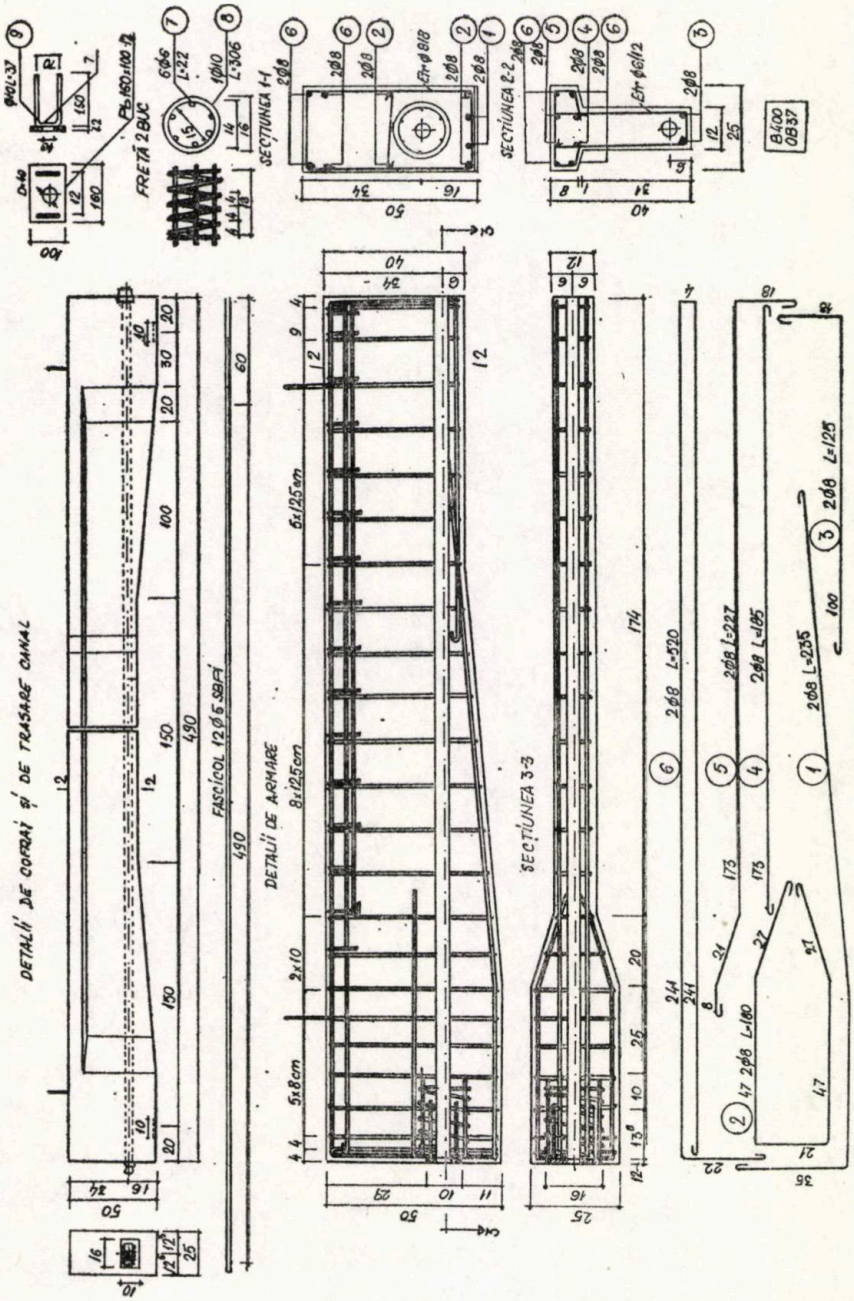
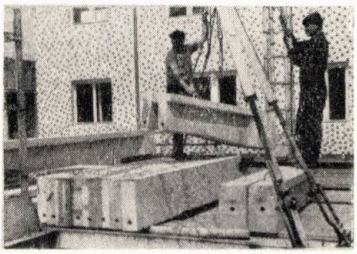
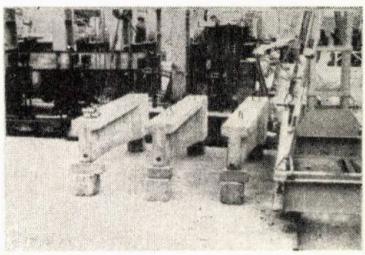
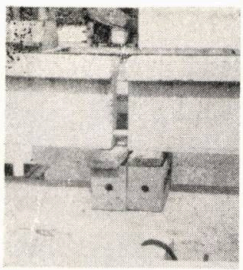
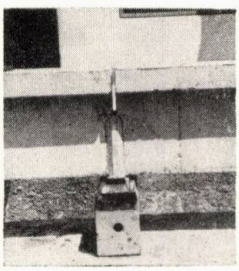


Fig. 1. — Caracteristicile geometrice și de alcătuire ale grinzilor experimentale.









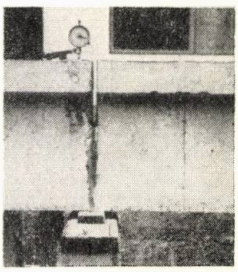


Fig. 2. — Aspecte din timpul execuției și asamblării grinzilor experimentale.

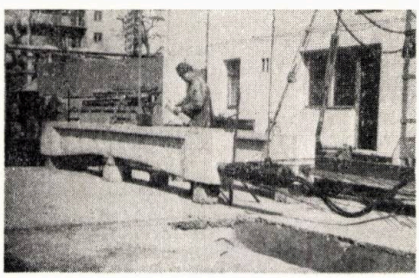
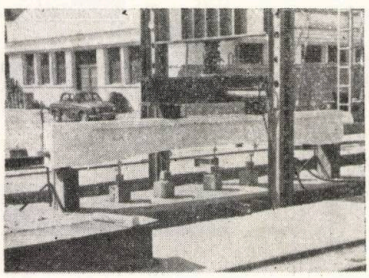


Fig. 3. — Precomprimarea grinzilor experimentale.



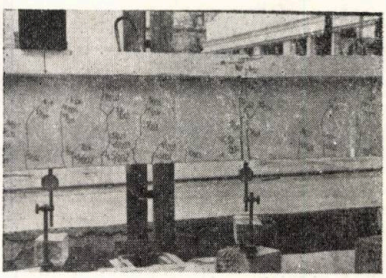


Fig. 5. — Aspecte din timpul încercării grinzilor experimentale.

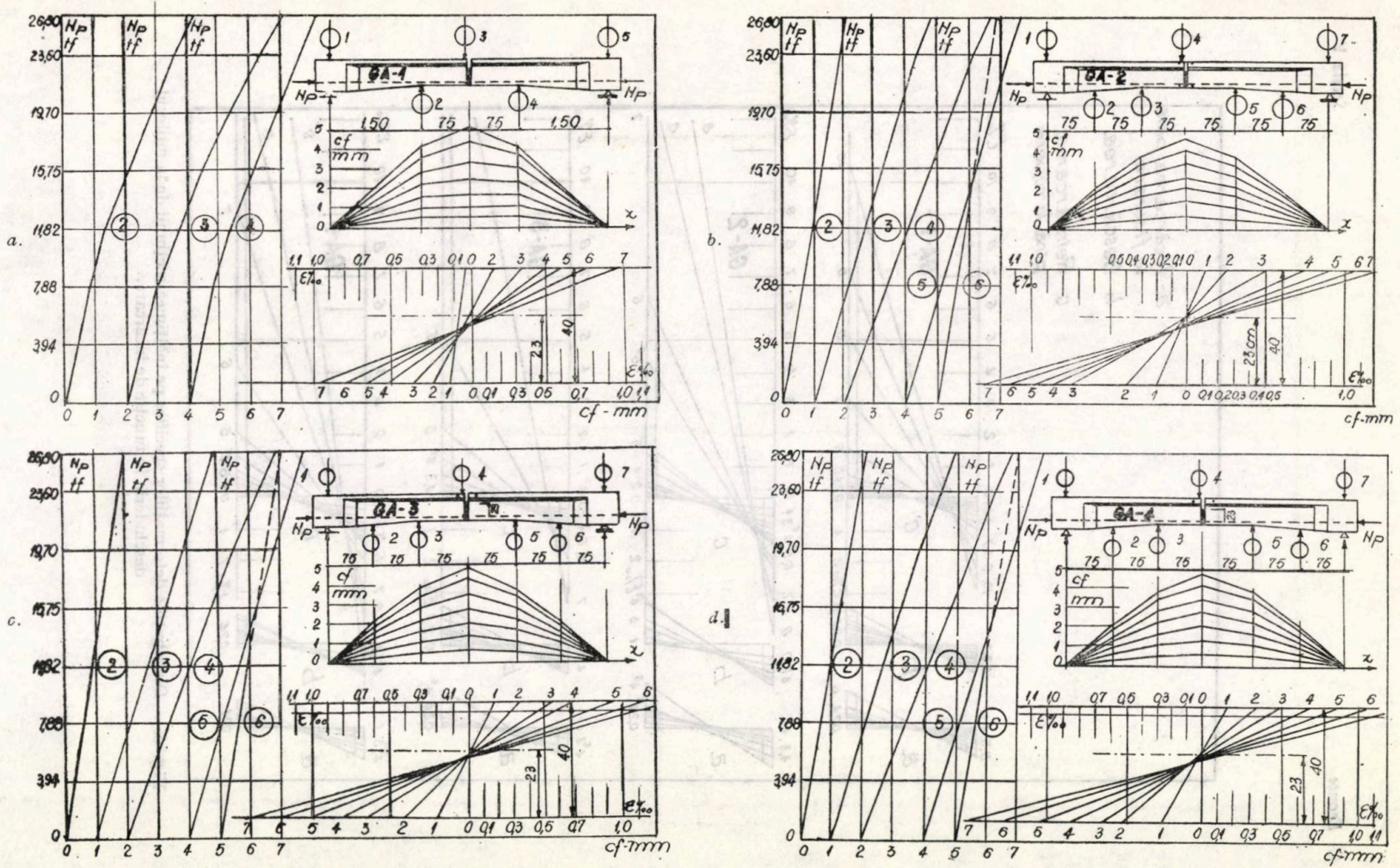


Fig. 4. — Diagramele de variație a contrasăgeților și a deformațiilor specifice pe înălțimea rostului dintre elementele prefabricate : *a* — grinda GA-1, *b* — grinda GA-2, *c* — grinda GA-3, *d* — grinda GA-4

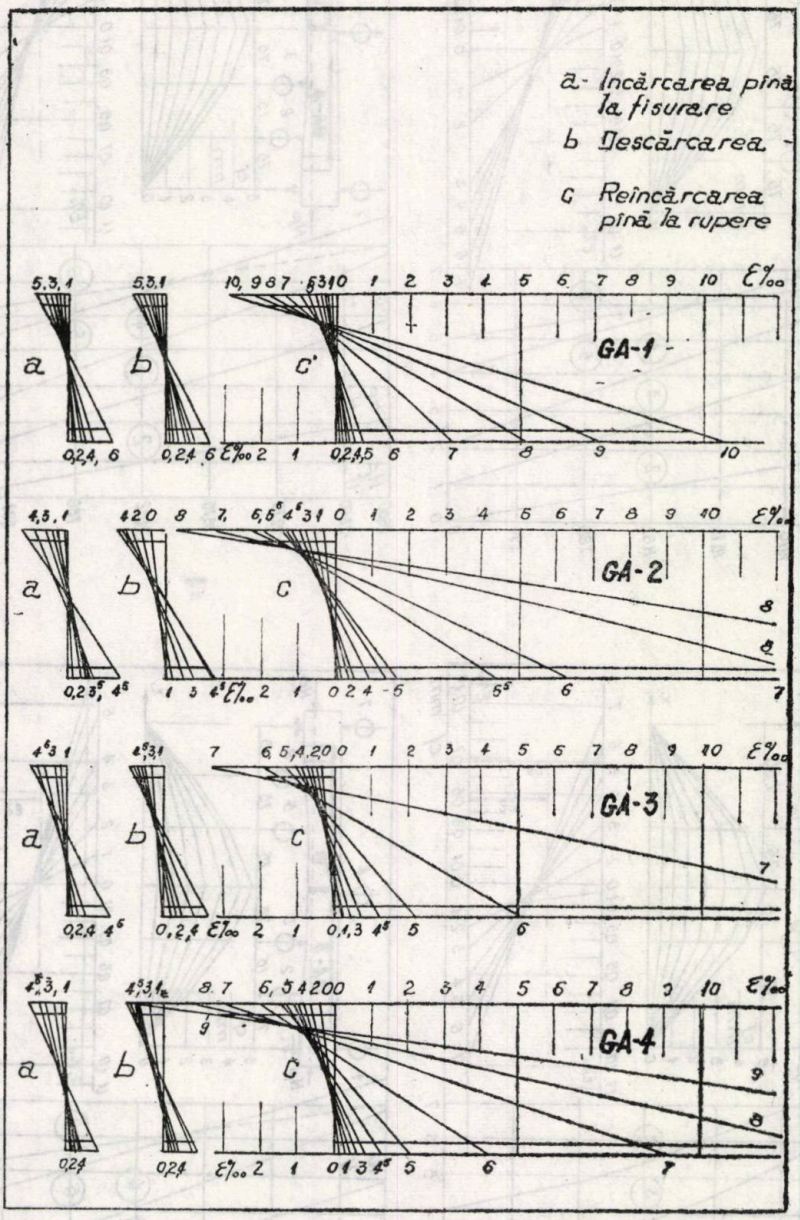


Fig. 6. — Distribuţiile deformaţiilor specifice pe înălţimea secţiunii de la mijlocul deschiderii, în funcţie de încărcare.

$\times$ 2 850(38 — 4,68/2) + 4,04 . 2 850(8 — 4) = 14,43 tfm ; încărcare de rupere : $P_r = 3(M_r - M_g)/l = 3(14,43 - 0,48)/4,50 = 9,28$ tf.

Forța de precomprimare de control, ținînd seama de pierderile de tensiuni datorate lunecărilor în ancoraje și frecărilor dintre armătură și pereții canalului, rezultă: $N_k = A_p\sigma_{pk}$: $\sigma_{pk} = \sigma_{p0} - n_p\sigma_{bp,p} + \Delta\sigma_\lambda + \Delta\sigma_f$; $\sigma_{bp,p} = N_0/A_i + N_0 e_{op}^2/I_i - M_g\, e_{0p}/I_i = 114,85$ daN/cm²; $\sigma_{pk} = 11\,550 - 5,15.114,85 + 1\,225 = 12\,183$ daN/cm² ; $N_k = A_p\sigma_{pk} = 2,35 . 12\,183 = 28\,600$ daN.

Secțiunile transversale prin rostul dintre elementele prefabricate care alcătuiesc grinzile experimentale au următoarele caracteristici : $A_b = 603$ cm² ; $x_G^s = 17,4$ cm ; $I_b = 90\,540$ cm⁴ ; $W_b^s = 5\,210$ cm³ ; $W_b^i = 3\,974$ cm³ ; $r_s = 6,60$ cm ; $r_i = 8,65$ cm ; armătura pretensionată se găsește în afara sîmburelui central ; pentru ca la transfer în rost să nu apară eforturi de întindere [3], trebuie ca excentricitatea armăturii să fie redusă la valoarea $e_{0p} = r_i + M_g/N_0 = 8,65 + 48\,000/27\,200 = 8,65 + 1,76 = 10,41$ cm. Pe această cale se micșorează valorile momentului încovoietor de rupere și momentului încovoietor de fisurare. Dezavantajul menționat poate fi eliminat dacă la asamblare rostul se umple cu mortar numai pe înălțimea secțiunii active [3] ... [5], care este egală cu : $h = 3c = 3(a_p + M_g/N_0) = 3(6 + 48\,000/27\,200) = 23,28$ cm. În acest caz efortul unitar de compresiune în fibrele inferioare în zona rostului, la transfer, este egal cu : $\sigma_{bi,p} = 2N_p/b\bar{h} = 2N_0/(3bc)$; $N_p = A_p(\sigma_{pk} - \Delta\sigma_\lambda - \Delta\sigma_f) = 2,35(12\,183 - 1\,225) = 25\,800$ daN ; $\sigma_{bi,p} = 2 . 25\,800/(12 . 23,28) = 185$ daN/cm² ; momentul încovoietor care produce decomprimarea fibrelor de la partea inferioară a rostului este egal cu $M_{\text{decompr.}} = W_b^i\,\sigma_{bi,p} = 3\,974 . 185 = 735\,000$ daNcm = 7,35 tfm, iar încărcarea corespunzătoare are valoarea : $P_{\text{decompr.}} = 3M_d/l = 3 . 735\,000/450 = 4\,900$ daN = 4,90 tf. Valoarea încărcării care produce decomprimarea fibrei inferioare în rost este cu 0,3 tf mai mică decît valoarea încărcării la care se formează fisurile în beton în restul grinzii. Această diferență este consecința întreruperii în rosturi a armăturilor din oțel moale cu care sînt prevăzute elementele prefabricate. Momentul încovoietor de rupere al secțiunilor prin rost este egal cu : $M_r = A_p\sigma_{pi}(h_{0p} - x/2) = 1\,295\,000$ daNcm = 12,95 tfm ; încărcarea de rupere este $P_r = 3(M_r - M_g)/l = 3(12\,950 - 480)/450 = 8,32$ tf. În cazul cînd armăturile nepretensionate din elementele prefabricate s-ar înnădi în zonele rosturilor, momentul încovoietor și încărcarea de fisurare și de rupere ar avea valori egale cu cele de la grinzile executate prin turnare direct la dimensiunile finale.

3. Executarea grinzilor experimentale

Elementele prefabricate componente ale grinzilor au fost confecționate de către Trustul de Construcții Industriale, Iași. Asamblarea s-a realizat prin așezarea elementelor cap la cap, asigurarea continuității canalelor cu ajutorul unor ștuțuri de tablă și umplerea cu mortar a rosturilor pe o înălțime de 23 cm (fig. 2). Mortarul de umplere a rosturilor s-a preparat din o parte nisip cu granulația de 1 ... 3 mm și o parte ciment RIM, factorul a/c fiind egal cu 0,5. Îndesarea mortarului s-a obținut prin batere cu șipca. După întărirea mortarului s-au introdus în canale fasciculele de armătură care s-au pretensionat prin tragere de la un singur capăt (fig. 3). Pretensionarea s-a efectuat cu prese de tip INCERC, cu suprafața pistonului de 157,8

cm², în trepte de 25 atm, respectiv de 3,94 tf. La fiecare treaptă s-a măsurat lungirea armăturii și s-au făcut citiri la comparatoare (fig. 3, 4). De asemenea s-au efectuat citiri cu deformetrul, cu baza de 20 cm, la partea superioară și inferioară a rosturilor. Diagramele de variație a contrasăgeților în funcție de valoarea forței de precomprimare, diagramele de variație a deformațiilor specifice pe înălțimea rosturilor, stabilite pe baza rezultatelor măsurătorilor, sînt prezentate în fig. 4. După precomprimarea grinzilor, rosturile dintre elementele prefabricate au fost umplute în întregime cu mortar. De asemenea au fost umplute cu mortar de ciment, prin injectare, canalele armăturilor.

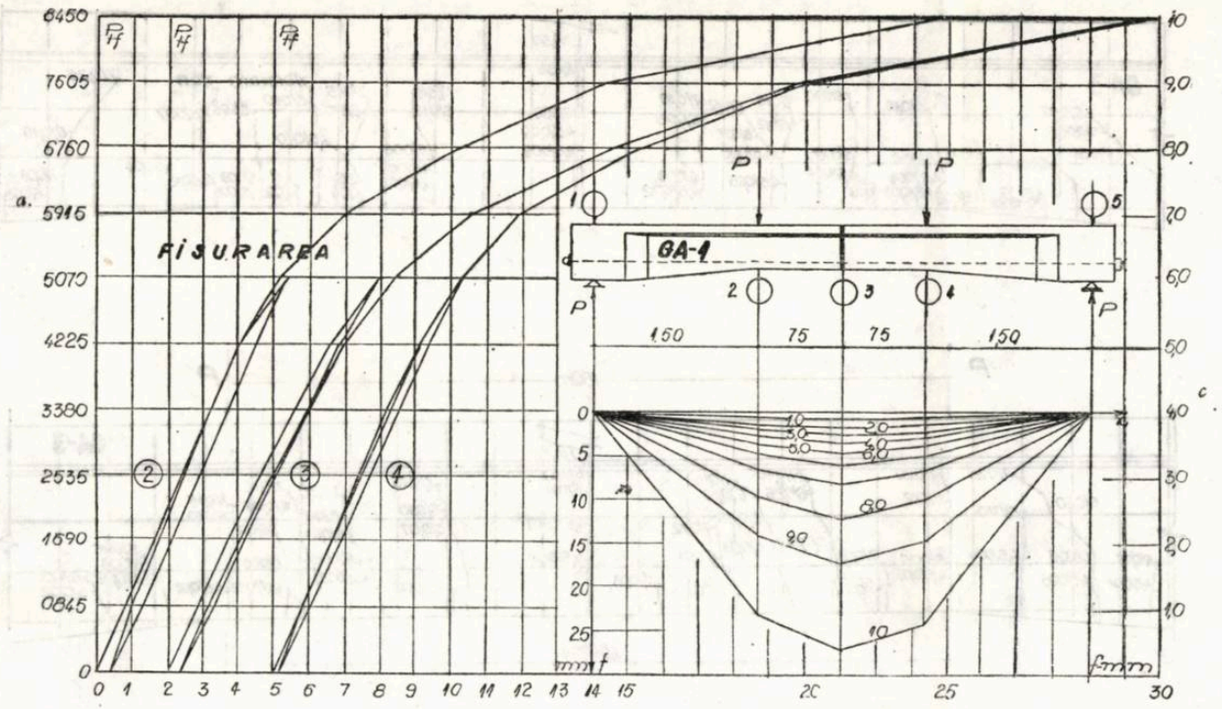
4. Încercarea grinzilor

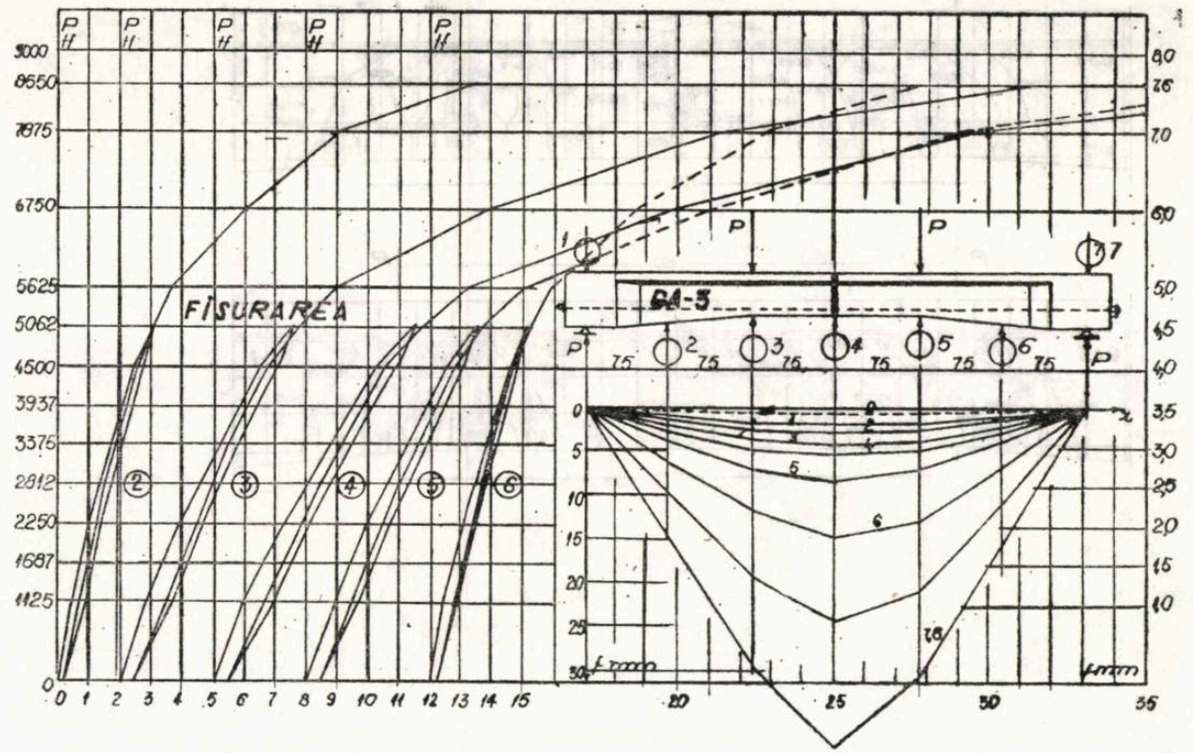
Grinzile au fost încărcate, cu două forțe concentrate, aplicate la treimile deschiderii (fig. 5). Încărcarea și descărcarea s-au realizat în trepte de cîte 1,25 tf. După fiecare treaptă au fost măsurate lungirile și scurtările la partea inferioară și superioară a rosturilor și s-au efectuat citirile la comparatoare. Pe baza rezultatelor obținute s-au construit diagramele de variație a deformațiilor specifice pe înălțimea rosturilor la încărcare (fig. 6 *a*), la descărcare (fig. 6 *b*) și la reîncărcare pînă la rupere (fig. 6 *c*). De asemenea s-au stabilit valorile săgeților și s-au trasat diagramele $P-f$ și diagramele de variație a săgeților în lungul grinzilor (fig. 7). După apariția fisurilor, la fiecare treaptă de încărcare s-au notat pe grinzi lungimile fisurilor și s-au măsurat deschiderile lor. Cu rezultatele obținute au fost trasate releveele fisurilor (fig. 8).

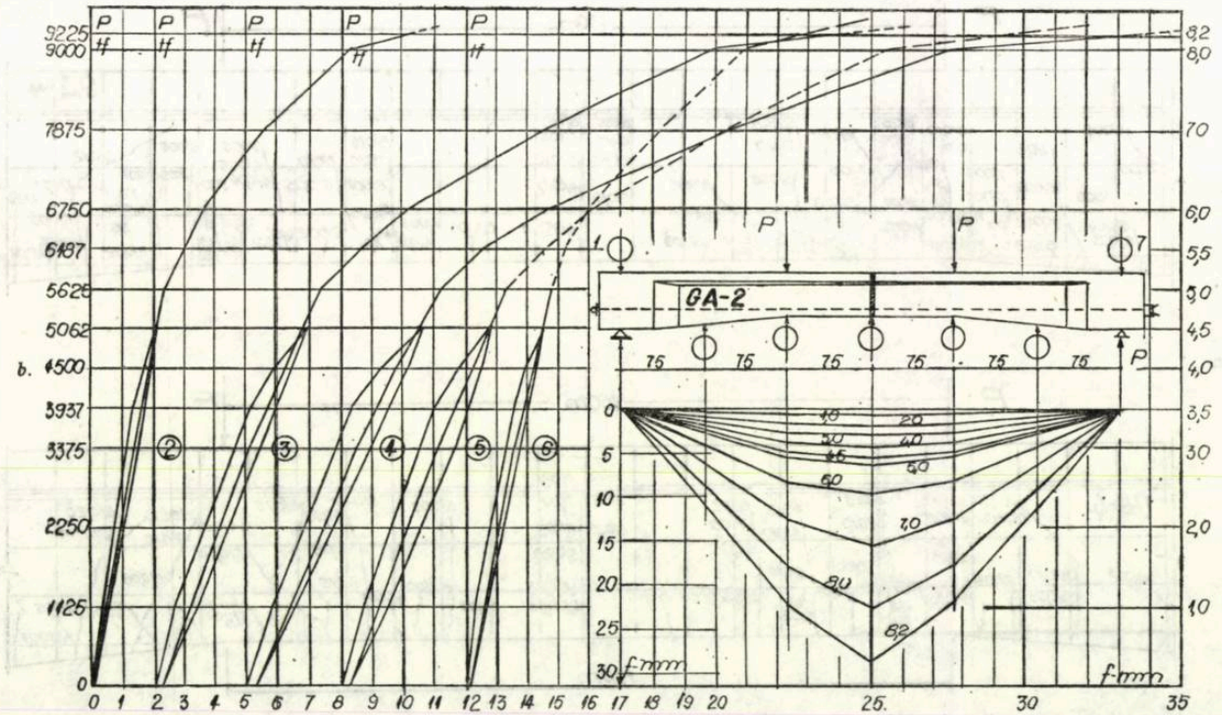
5. Rezultatele încercărilor

La precomprimare grinzile s-au comportat elastic, diagramele de variație a contrasăgeților în funcție de valoarea forței de precomprimare fiind aproape liniare (fig. 4). Deformațiile specifice de scurtare a betonului la partea inferioară a rosturilor au avut valori cuprinse între 1,3 și 1,5‰, iar valoarea medie a deformațiilor de lungire de la partea superioară a rosturilor a fost de 1,25‰. Deoarece în zonele superioare ale rosturilor eforturile sînt nule, aceste deformații de lungire s-au datorat deschiderii rosturilor cu $\alpha_f = 1{,}25 \cdot 2\,000/1\,000 = 0{,}25$ mm.

Încărcarea de apariție a fisurilor, la toate grinzile încercate (fig. 6 ... 8), a rezultat mai mare decît încărcarea de fisurare calculată. La treapta a patra de încărcare nu au putut fi observate fisuri nici în rosturi și nici în restul elementelor. După mărirea forțelor cu jumătate de treaptă de încărcare au fost observate fisuri atît în rosturi cît și în betonul elementelor prefabricate. Este posibil ca decomprimarea zonei inferioare a rosturilor să se fi produs la sfîrșitul treptei a patra de încărcare iar fisurile în beton să se fi format în cursul celei de a V-a trepte de încărcare. Dar atît decomprimarea betonului în rosturi cît și formarea fisurilor în elementele prefabricate nu a coincis cu apariția fisurilor. Se poate deci aprecia că valoarea obținută pe cale experimentală, a încărcării de fisurare, a fost foarte apropiată de cea rezultată din calcule. La descărcare fisurile s-au închis complet. La reîncărcare ele au apărut în cursul treptei a V-a. Distanța dintre fisuri a fost mai mică decît 10 cm (fig. 8). Numai în zonele de lîngă rosturi distanțele dintre fisuri au fost mai mari, din cauza discontinuității armăturilor nepre-







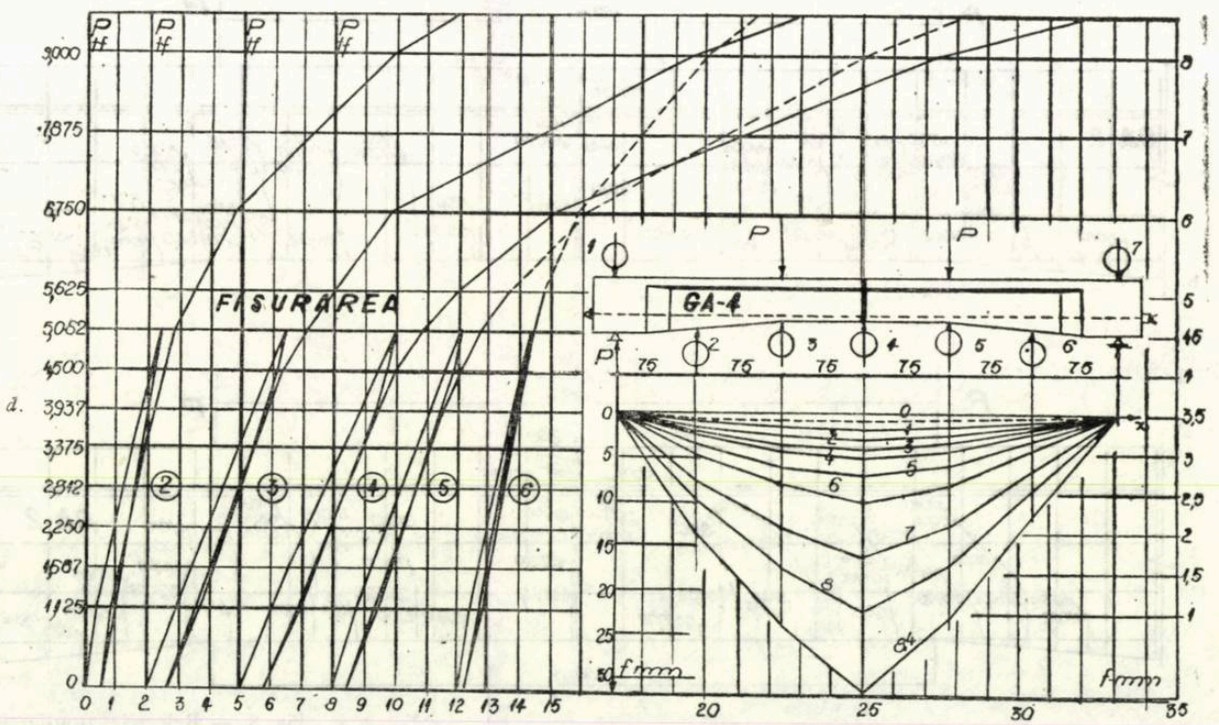
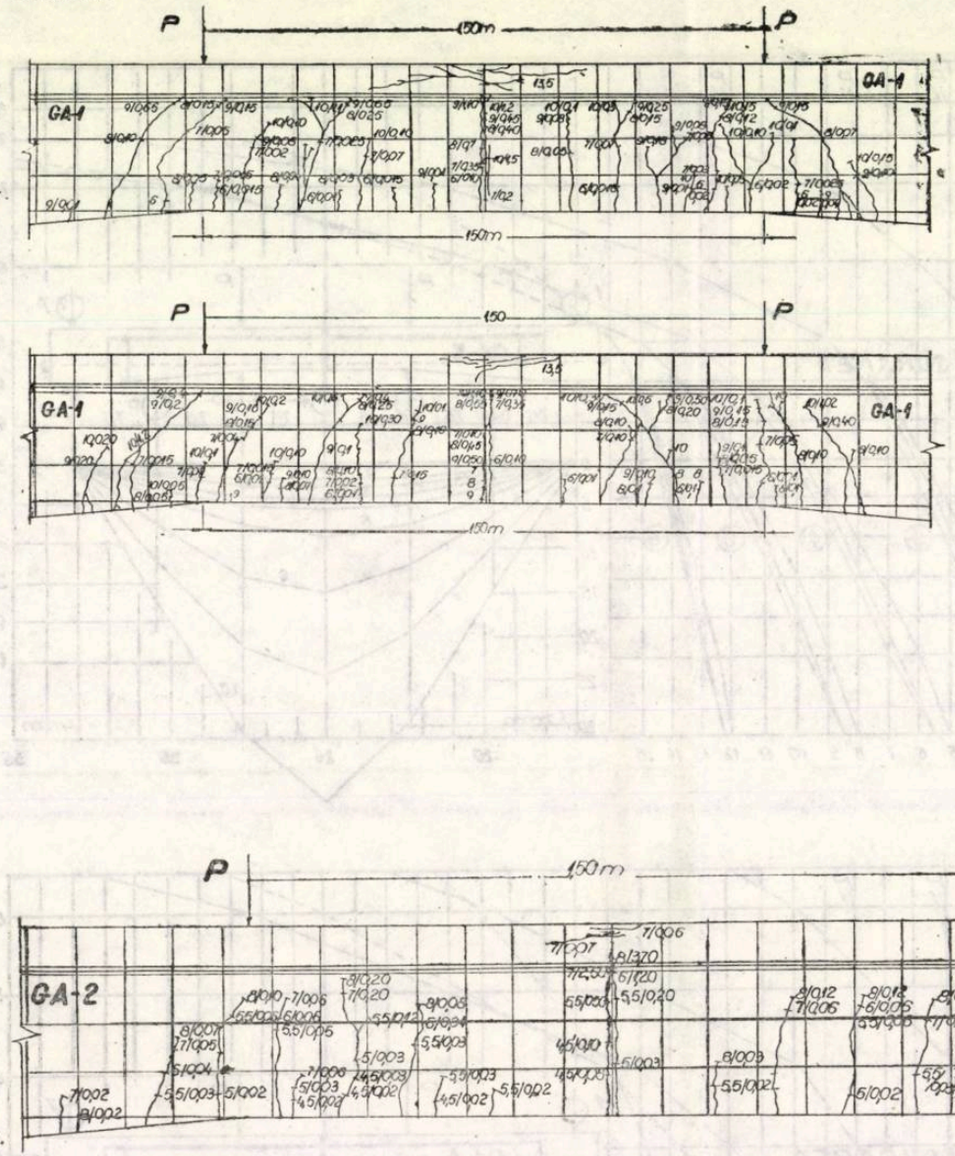
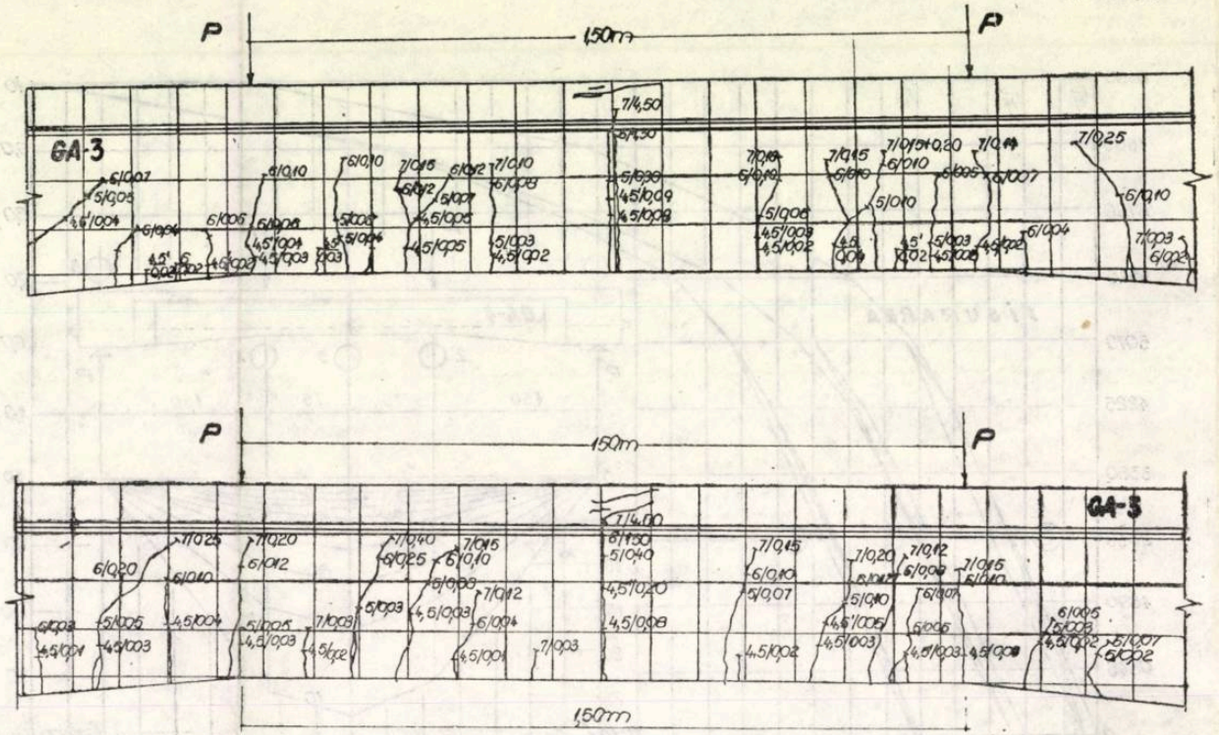


Fig. 7. — Diagramele de variație a săgeților în funcție de încărcare: *a* — grinda GA-1, *b* — grinda GA-2, *c* — grinda GA-3, *d* — grinda GA-4.

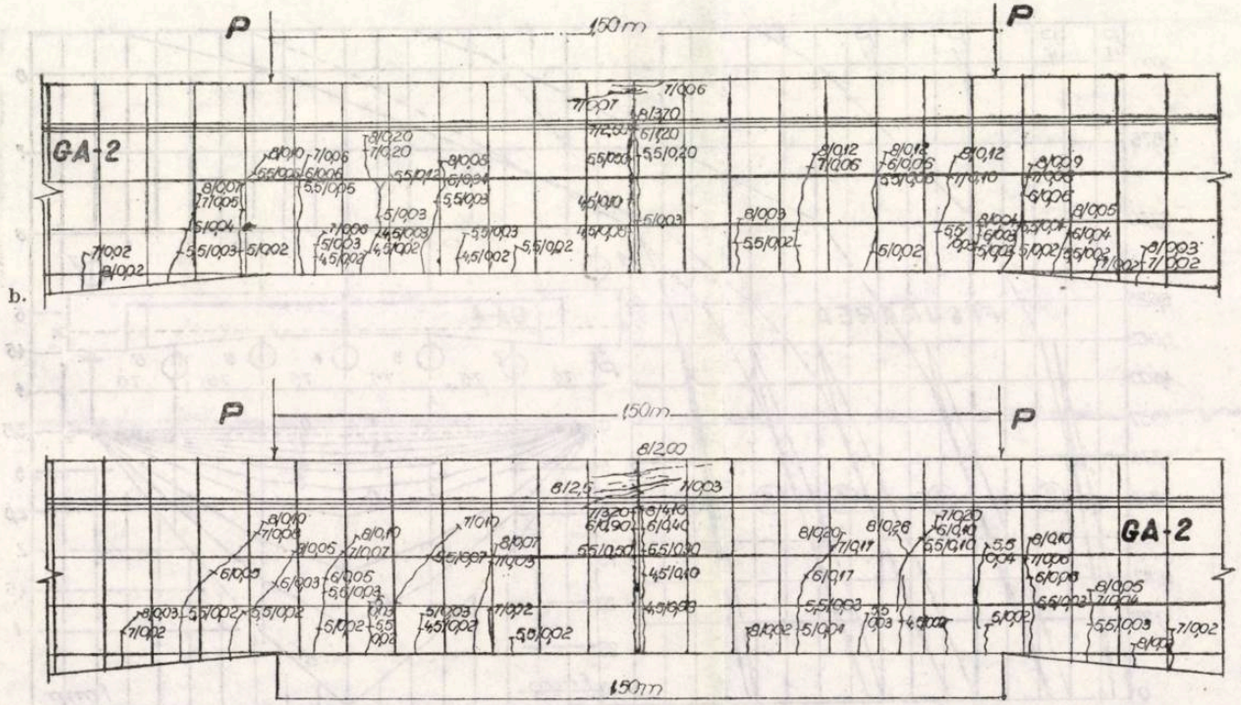
a



c



b.



d.

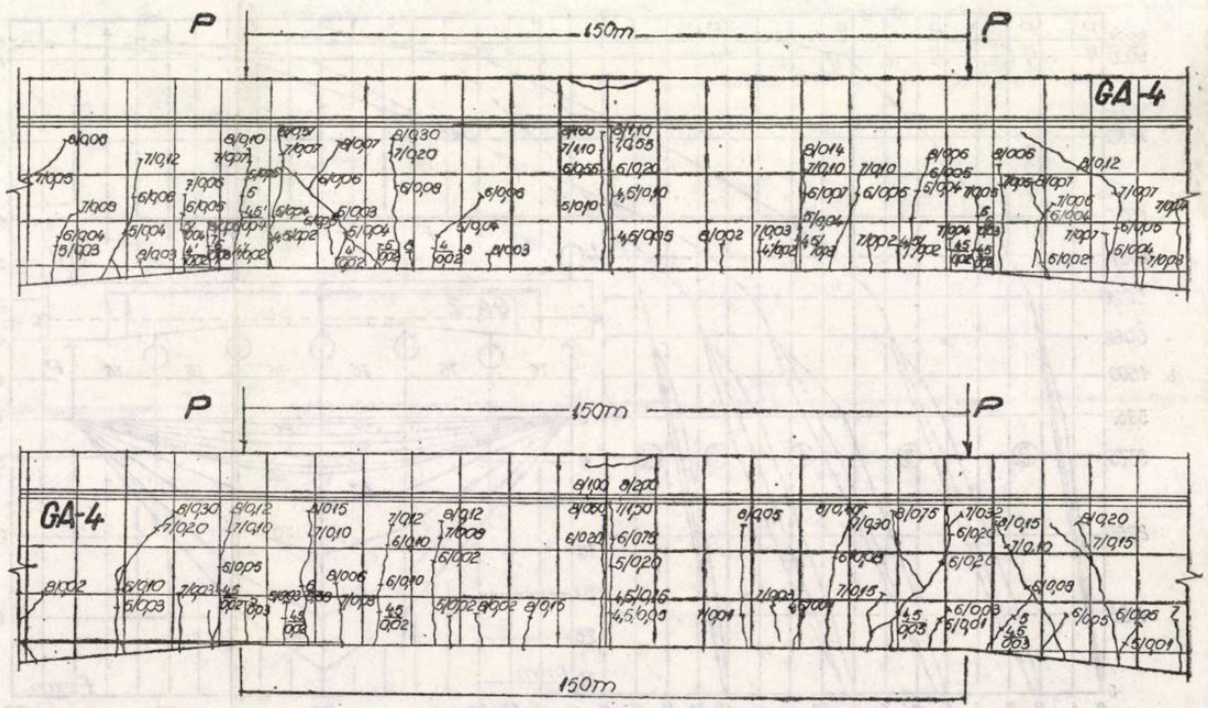


Fig. 8. — Releveele fisurilor înainte de pierderea capacității de rezistență : *a* grinda GA-1, *b* — grinda GA-2, *c* — grinda GA-3, *d* — grinda GA-4.

tensionate în rosturi. Rezultă și din aceste experimentări importanța armăturii nepretensionate în distribuția și dezvoltarea fisurilor la elementele de beton precomprimat. După fisurarea betonului întins deformațiile au crescut mai repede (fig. 7). Grinzile au fost încercate pînă la apariția fisurilor de rupere a betonului în zona comprimată a grinzilor (fig. 8). În toate cazurile aceste fisuri au apărut în zonele de la partea superioară a rosturilor și se datoresc în mare măsură discontinuității în rosturi a armăturilor nepretensionate. Valoarea încărcării de rupere a fost, la toate grinzile încercate, mai mare decît cea rezultată din calcule. După fisurarea betonului din zona comprimată deformațiile au continuat să crească sub încărcare aproape constantă și din această cauză grinzile au fost descărcate. Este interesant de observat faptul că la descărcare grinzile au revenit aproape total.

6. Concluzii

Din încercările efectuate a rezultat buna comportare a grinzilor executate după procedeul arătat, atît la precomprimare cît și sub acțiunea încărcărilor. Armăturile pretensionate la grinzile cu deschideri mai mici decît deschiderea critică [1] se pot dispune după trasee identice cu acelea care rezultă în cazul cînd grinzile s-ar executa prin turnare direct la dimensiunile finale, obținînd astfel economii importante de oțel de înaltă rezistență, de ancoraje, de manoperă, materiale și utilaje de confecționare a canalelor, de pretensionare a armăturilor etc. Umplerea rosturilor în două etape nu mărește timpul de execuție deoarece după precomprimare grinzile nu pot fi încărcate decît după întărirea mortarului din canale, timp suficient pentru întărirea și a mortarului cu care se umplu în întregime rosturile. De asemenea umplerea rosturilor în două etape nu necesită materiale și manoperă suplimentară. Rezultatele bune obținute arată necesitatea continuării experimentărilor pentru stabilirea de recomandări în vederea aplicării practice a acestui procedeu de asamblare.

Primită la 10 martie 1980

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de beton armat

BIBLIOGRAFIE

1. Guyon Y., *Constructions en béton précontraint.* Vol. I, Ed. Eyrolles, Paris, 1966.
2. * * * INCERC, *Construcții de beton, beton armat și beton precomprimat. Calculul și alcătuirea elementelor* (Reviz. STAS 8 000-67). A V-a Conf. de betoane, Timișoara, 1972.
3. Leonte C., *Procedeu de asamblare prin precomprimare a elementelor liniare prefabricate de beton, beton armat sau beton precomprimat.* Brevet de invenție, R. S. România, nr. *54 889* (1971).
4. Leonte C., *Procedeu de asamblare a elementelor și structurilor de rezistență de beton precomprimat alcătuite din bolțari prefabricați de beton.* A VI-a Conf. de betoane, Vol. I, Constanța, 1973.
5. Leonte C. *Simburele central și simburele limită în domeniul elastic și plastic la elementele de beton precomprimat.* Comunicare prezentată la Ses. șt. a Inst. polit., Iași, sept. 1967.
6. Mihul A., *Procedee de dirijare a eforturilor inițiale introduse în elementele de beton în vederea măririi capacității de rezistență și a îmbunătățirii comportării în exploatare.* Teză de doctorat, Inst. polit., Iași, 1971.
7. * * * *Calculul și alcătuirea elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat.* STAS 10107, 10—76 Buc., 1976.

SUR LA DISPOSITION DES ARMATURES PRÉCONTRAINTES DANS LES ÉLÉMENTS ET LES OSSATURES EN BÉTON PRÉCONTRAINT, ASSEMBLÉS PAR DES VOUSSOIRS PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON

(Résumé)

On démontre la nécessité de rapprochement du tracé de l'armature précontrainte vers le noyau central des éléments et des ossatures assemblés par des voussoirs préfabriqués en béton. Une importante diminution des valeurs des moments fléchissants, de fissuration et de rupture se produit à cause de cette disposition plus désavantageuse de l'armature précontrainte. On montre que l'armature précontrainte peut être diposée de la même façon que dans les éléments exécutés par coulage directement aux dimensions finales si au assemblage, avant de réaliser la précontrainte, les jointures sont remplies de béton ou de mortier exclusivement sur la hauteur des sections actives.

On présente les résultats d'une étude expérimentale à l'échelle naturelle, concernant la technologie proposée d'assemblage et le comportement jusqu'à la perte de la capacité de résistance de certaines poutres en béton précontraint, assemblées par deux voussoirs préfabriqués en béton. L'étude expérimentale a confirmé la justesse de procédé d'assemblage, les premières fissures se formant aussi bien dans les jointures que dans les voussoirs préfabriqués.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D. K. 624.05

STATISCHE UND DYNAMISCHE VERSUCHE DER HV-SCHRAUBENVERBINDUNGEN MIT KORROSIONSSCHUTZANSTRICH

VON

C. JANTEA, CHIMON CAPATU und RUDOLF MÜHLBÄCHER

1. Einführung

Man verfolgt die Bestimmung der Zusammensetzung eines anorganischen Anstriches auf Grund von Natriumsilikat und Zinkstaub, welcher auf die Reibungsflächen der HV-Schraubenverbindungen aufgebracht gleichwertige Reibungskoeffizienten liefert, wie sie mit den üblichen Verfahren erhalten werden, u.z. Sandstrahlen, Metallisieren u.a.m. und ebenfalls die Korrosionsbeständigkeit erhöht.

2. Zusammensetzung des Schutzanstriches

Der Schutzanstrich wird in zwei Lagen aufgebracht, u.z.:
a) Anstrich *A* (für welchen drei Varianten getestet wurden, Tabelle 1);
b) Anstrich *B*, welcher eine 40%-ige Magnesiumchloridlösung ist.

Tabelle 1

Zusammensetzung des Anstriches	Variante		
	A_1	A_2	A_3
Zinkstaub, [%]	75,38	74,63	74,26
Natriumsilikat, [%]	12,06	12,93	12,87
Natriumalginatlösung, [%]	12,56	12,44	12,87

Bemerkung: Mischungverhältnisse in Gewichtseinheiten ausgedrückt

3. Versuche mit HV-Schraubenverbindungen mit Schutzanstrich

Für den Schutzanstrich war es nötig den Reibungskoeffizienten auf Grund statischer Versuche und dessen Verhalten unter Schwellast zu untersuchen.

3.1. Prüflinge

Die Stahlprüflinge aus Stahl OL 52-4 k (Abb. 1) wurden im Werk sandgestrahlt und vor dem Anstrich von Staub, Rost usw. gereinigt. Der

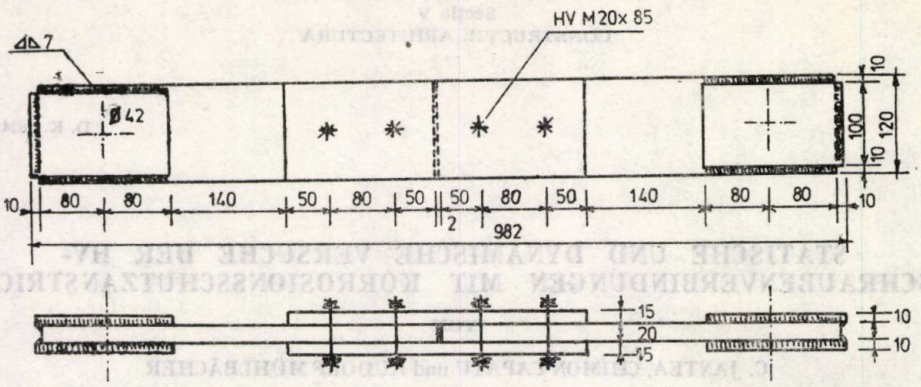


Abb. 1

erste Anstrich erfolgte mit der Lage *A*, darauf folgte die Lage *B*. Man verwendete M 20×85 HV-Schrauben, welche in 22 mm-Durchmesser Löcher montiert wurden. Für 8 Schrauben bestimmte man mit Hilfe der Vorrichtung aus Abb. 2 die Kenndaten aus Tabelle 2.

Tabelle 2

Nr.	Kenngröße	Versuchte Schraube Nr. 1	2	3	4	5	6	7	8
1	Grenzvorspannkraft, [kN]	179,35	142,10	181,35	160,73	176,66	172,10	167,48	179,02
2	Zulässige Vorspannkraft, [kN]	143,48	113,68	145,08	128,58	140,84	137,68	133,98	143,21
3	Anziehkoeffizient, k	0,151	0,225	0,153	0,142	0,150	0,148	0,142	0,155
4	Zulässige Vorspannkraft — Mittelwert	138,98 kN							
5	Anziehkoeffizient — Mittelwert	0,149							

Bei der Bestimmung der Mittelwerte wurden die Daten für die Schraube Nr. 2 ausgeschaltet.

Das Anziehmoment der Schraube, auf Grund der Werte aus der Tabelle 2, folgt:

(1) $$M_s = kdN_t = 0{,}149 \cdot 0{,}02 \cdot 138{,}98 = 0{,}4141 \text{ KNm}.$$

Die effektive Anziehung erfolgte für einen Wert $M_s = 0{,}41$ KNm, für welchen eine Schraubenzugkraft von

$$N_t = \frac{0{,}41}{0{,}149 \cdot 0{,}02} = 137{,}58 \text{ KN}$$

folgt.

3. 2. Bestimmung des Reibungskoeffizienten auf Grund kurzfristiger statischer Versuche für HV-Schraubenverbindungen

Man verwendete 23 Prüflinge, welche in vier Gruppen auf Grund der Anstriche, geteilt wurden (Tabelle 3). Der Reibungskoeffizient für jede

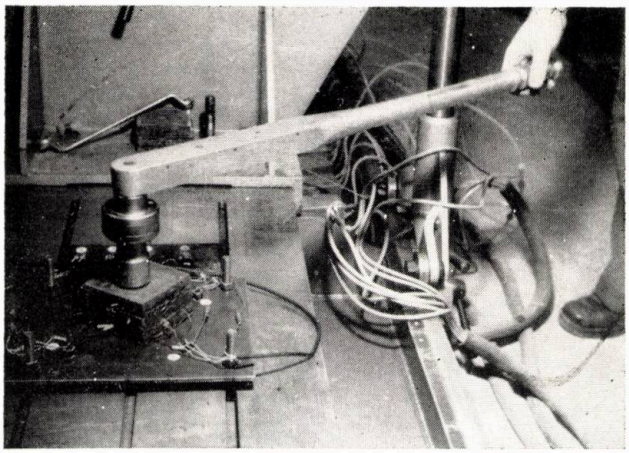


Abb. 2

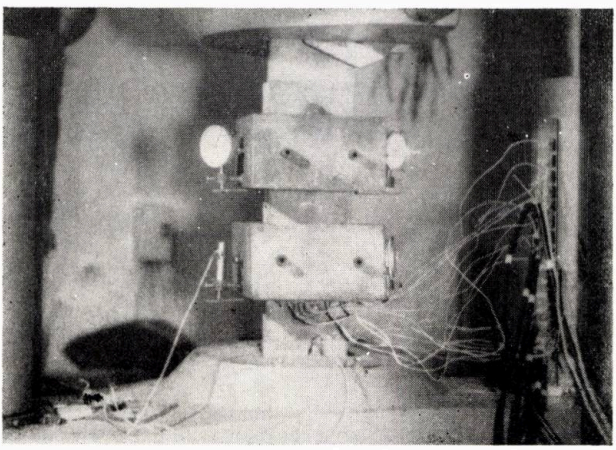


Abb. 3

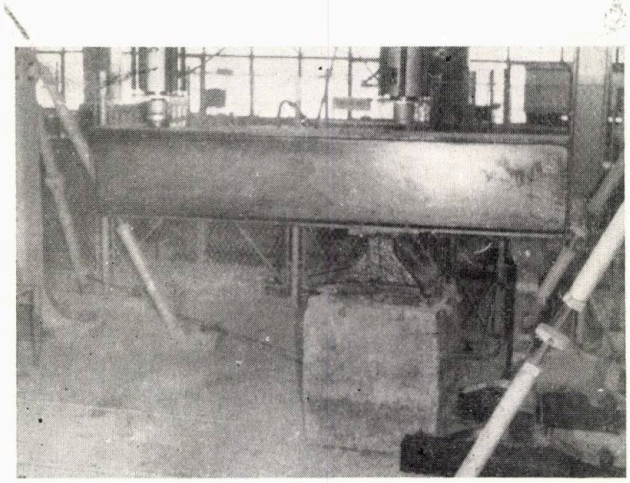


Abb. 5

Prüflingshälfte bestimmt man für die Zugkraft (L) für welche die Verschiebung (Δ) zwischen dem Mittelblech und den Laschen den Wert von 150 μm annimmt, u.z.

$$f = \frac{L}{N_t mn}. \tag{2}$$

Für die Messung der Verschiebungen (Δ) verwendete man für jede Prüflingshälfte eine Meßvorrichtung mit induktivem Wegmesser (1/1 000 mm) bzw. mit zwei Meßuhren (1/1 000 mm, Abb. 3).

Den Wert der Zugkraft (L), entsprechend der gemessenen Verschiebungen, erhielt man direkt auf der Meßuhr der Prüfpresse. Bei der induktivem Messung registrierte man mit Hilfe eines $X - Y$-Schreibers $L = f(\Delta)$ (Abb. 4).

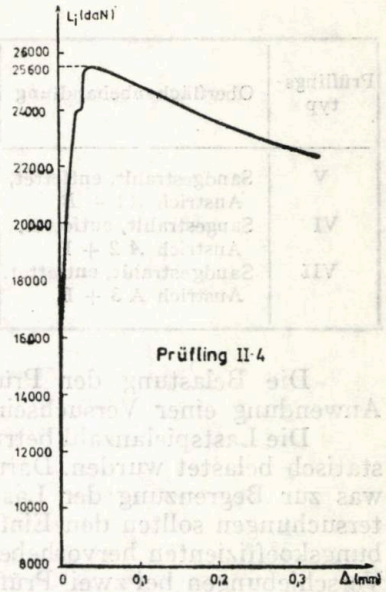


Abb. 4

Auf Grund der registrierten Werte, bestimmte man für jede Gruppe den Mittelwert des Reibungskoeffizienten (f_{med}) und nachher dessen Wert (f) für eine gegebene Probabilität:

$$f = f_{med} - ts, \tag{3}$$

wobei: s — mittlere quadratische Abweichung der Werte des Reibungskoeffizienten; t — Koeffizient laut STAS 9 330-78, sind.

Tabelle 3

Prüflingsgruppe	Prüflingsanzahl	Oberflächenbehandlung	Mittlerer Reibungskoeffizient f_{med}	Mittlere quadratische Abweichung s	Koeffizient t	Reibungskoeffizient f
I	5	Sandgestrahlt, entfettet	0,553	0,0286	1,83	0,501
II	6	Sandgestrahlt, entfettet, Anstrich A 1 + B	0,486	0,0445	1,80	0,406
III	6	Sandgestrahlt, entfettet, Anstrich A 2 + B	0,470	0,0380	1,80	0,402
IV	6	Sandgestrahlt, entfettet, Anstrich 3 + B	0,536	0,0451	1,80	0,455

3.3. Dynamische Versuche mit HV-Schraubenverbindungen

Man versuchte je drei Prüflinge gleicher Form der statisch versuchten; die Oberflächenbehandlung und die Schwelllastparameter sind laut Tabelle 4.

Tabelle 4

Prüflings-typ	Oberflächenbehandlung	Höchstkraft [kN], dyn.	Mindestkraft [kN], dyn.	Spannungs-verhältnis	Frequenz Zykl./Min.
V	Sandgestrahlt, entfettet, Anstrich $A1 + B$	172,80	86,40	+ 0,5	300
VI	Sangestrahlt, entfettet, Anstrich $A2 + B$	172,80	86,40	+ 0,5	300
VII	Sandgestrahlt, entfettet, Anstrich A 3 + B	198,00	99,00	+ 0,5	300

Die Belastung der Prüflinge erfolgte mit einer PZ-Anlage, unter Anwendung einer Versuchseinrichtung aus Abb. 5.

Die Lastspielanzahl betrug 500 000, da die Prüflinge nachträglich noch statisch belastet wurden. Darum mußte man Verschiebungen ausschliessen, was zur Begrenzung der Lastspielanzahl führte. Die statischen Nachuntersuchungen sollten den Einfluß der dynamischen Lastspiele auf den Reibungskoeffizienten hervorheben. Sogar unter diesen Verhältnissen erfolgten Verschiebungen bei zwei Prüflingen der Gruppe V und bei je einem Prüfling der Gruppe VI und VII. In Tabelle 5 werden die erhaltenen Reibungskoeffizienten nach 500 000 Lastspielen angegeben.

Tabelle 5

Prüflings-nummer	Gleitkraft der Unterhälfte des Prüflings L_i, [KN]	Gleitkraft der Oberhälfte des Prüflings L_s,[KN]	Reibungs-koeffizient der Unterhälfte	Reibungs-koeffizient der Oberhälfte	Mittlerer Reibungs-koeffizient
V-2	243	248	0,442	0,451	0,446
VI-1	236	271	0,429	0,492	0,456
VI-2	238	261	0,432	0,474	
VII-1	268	279	0,487	0,507	0,490
VII-3	245	286	0,445	0,520	

4. Schlußfolgerungen

a) Bezüglich der Zusammensetzung des Schutzanstriches ist dieser stark von den physischen Eigenschaften der Komponenten abhängig.

b) Von den drei Varianten der Schutzanstriche erhielt man mit der Variante $A3+B$ die besten Resultate (Reibungskoeffizienten, s. Tabelle 3).

c) Bezüglich der nur sandgestrahlten Oberflächen erleidet der Reibungsbeiwert eine 9,2% Verkleinerung und eine 24% Verkleinerung bezüglich der Normen (STAS 9 330-78). Der erahltene Wert ist aber gut, vergleichsweise mit anderen Untersuchungen aus der B.R. Deutschland und V. R. Polen.

d) Aus den dynamischen Versuchen stellte man ein ungünstiges Verhalten einiger Prüflinge fest. Die nachher ausgeführten statischen Ver-

suche ergaben einen mittleren Reibungswert von 0,490 (Typ VII) vergleichsweise mit 0,536 bei nur statischer Belastung.

e) Eine komplettes Studium benötigt auch das Studium des Schutzanstriches in korrosiven Medien, um dessen Schutzeffizienz hervorzuheben.

Eingegangen am 8. Oktober 1981

Technische Hochschule, Jassy,
Lehostuhl für Verkehrswege
und Gründungen

LITERATURVERZEICHNIS

1. Steinhardt O., Mohler K., *Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau.* Bd. **I**, 1954 ; Bd. **II**, 1959 ; Bd. **III**, 1962 ; Bd. **IV**, 1969, Köln.
2. Taraszkiewicz C., *The Coefficient of Friction for High Strenght Friction Grip Bolted Connections With Application of Frictional inserts.* 2-te Stahlbautagung, Timişoara, Bd. II, 1979, 26.
3. *** *Îmbinări cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate*, STAS 93 30-78.
4. *** *Studiul privind protecţia anticorozivă a îmbinărilor realizate cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate.* Untersuchungsvertrag 3507 (1979).

ÎNCERCAREA ÎN REGIM STATIC ŞI DINAMIC A ÎMBINĂRILOR CU ŞURUBURI DE ÎNALTĂ REZISTENŢĂ PRETENSIONATE PROTEJATE ANTICOROZIV

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele experimentale obţinute cu ocazia studierii îmbinărilor cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate în regim static şi dinamic, la care suprafeţele de frecare au fost tratate cu o vopsea rezistentă la coroziune pe bază de pulbere de zinc, silicat de sodiu şi alginat de sodiu. Coeficienţii de frecare obţinuţi sînt superiori celor obţinuţi în alte ţări, ceea ca recomandă utilizarea în practică a acoperirii anticorozive studiate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. D. 526

INTERSECTION LINÉAIRE, SOLUTIONNÉE PAR L'UTILISATION DU CALCUL VECTORIEL ET DES NOMBRES COMPLEXES

PAR

EUGEN POPA

1. Compte tenu de la tendence actuelle visant l'introduction sur une grande échelle de la mesure des grandes distances à l'aide des appareils modernes en faisant appel aux procédés se basant sur l'utilisation des ondes, la méthode qu'on va proposer dans ce qui suit, pour l'intersection linéaire, peut être considérée comme arrivée à propos.

Dans la Note [4] on a présenté en détail le procédé qui permet à obtenir tout comme dans [1], [2], par une voie directe, les expressions des coordonnées X, Y, des points anciens A, B et des longueurs l_i mesurées à partir des points anciens, au point nouveau, P, qu'on va déterminer. Pour vérifier l'exactitude de la détermination il s'avère obligatoire à inclure dans le calcul un autre point, $C(X_C, Y_C)$, et la longueur mesurée à partir de celui-ci (Fig. 1) jusqu'au point nouveau, P.

2. Dans les Notes [2], [4] on a déterminé les relations vectorielles utilisées pour solutioner un certain problème (Fig. 1) :

$$Z_P=Z_A+Z_{AP},\ Z_P=Z_B+Z_{BP},\ Z_{AB}=Z_{AP}+Z_{BP}, \tag{1}$$

$$Z_{AB}=\lambda Z_{AP}\,e^{i\alpha},\ Z_{AB}=\mu Z_{AB}\,e^{-i\beta},\ Z_{PB}=Z_{AB}/(\mu e^{-i\beta}). \tag{1$_1$}$$

a) Les paramètres λ et μ peuvent être obtenus à l'aide du procédé indiqué dans la Note [2] et dans la thèse de l'auteur [3]. Compte tenu, en outre, des relations trigonométriques fournies par le triangle AB_1 on obtient :

$$\frac{1}{\lambda}=\frac{l_1}{l},\quad \frac{1}{\mu}=\frac{l_2}{l}. \tag{2}$$

b) On peut déduire les coordonnées du point P à l'aide des relations (1) compte tenu, toutefois, de (1$_1$), en obtenant :

$$\begin{cases} Z_P=Z_A+Z_{AB}\dfrac{1}{\lambda e^{i\alpha}}=Z_A+Z_{AB}\dfrac{l_1}{l}e^{-i\alpha}, \\ Z_P=Z_B+Z_{AB}\dfrac{1}{\mu}e^{i\beta}=Z_B+Z_{AB}\dfrac{l_2}{l}e^{i\beta}. \end{cases} \tag{3}$$

Par explicitation on obtient :

$$(3_1)\quad \begin{cases} X_P+iY_P=X_A+iY_A+(X_{AB}+iY_{AB})\dfrac{l_1}{l}(\cos\alpha-i\sin\alpha), \\ X_P+iY_P=X_B+iY_B+(X_{AB}+iY_{AB})\dfrac{l_2}{l}(\cos\beta+i\sin\beta). \end{cases}$$

c) Une première variante est basée sur la médiation des valeurs :

$$(4)\quad X_P=\tfrac{1}{2}(X_A+X_B+e_1X_{AB}-f_1Y_{AB}),\ Y_P=\tfrac{1}{2}(Y_A+Y_B+e_1Y_{AB}+f_1X_{AB}),$$

où[1]):

$$e_1=\frac{2p-l}{l}\cdot\frac{l_1-l_2}{l}=\frac{l_1^2-l_2^2}{l_2},\ f_1=-4\frac{[p(p-l_1)]^{1/2}}{l}\cdot\frac{[(p-l_2)(p-l)]^{1/2}}{l}=-\frac{4S}{l^2}.$$

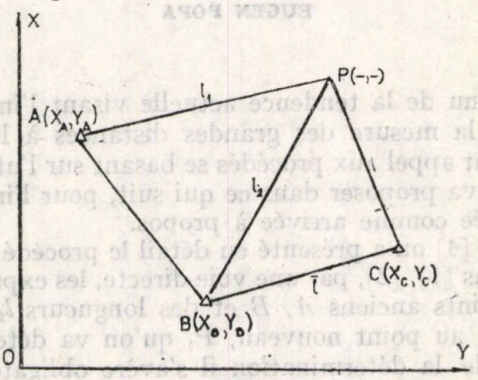


Fig. 1

Pour vérifier la corectitude de la détermination du point P, à l'aide des éléments du point C(c'est-à-dire $X_C, Y_C, l_3, \bar{l}, \bar{p}$) on utilise les relations :

$$(5)\quad X_P=\tfrac{1}{2}(X_B+X_C+e_{1v}X_{BC}-f_{1v}Y_{BC}),\ Y_P=\tfrac{1}{2}(Y_B+Y_C+e_{1v}Y_{BC}+f_{1v}X_{BC}),$$

où

$$(5_1)\quad \begin{cases} e_{1v}=\dfrac{(2\bar{p}-\bar{l})}{\bar{l}}\cdot\dfrac{(l_2-l_3)}{\bar{l}}=\dfrac{l_2^2-l_3^2}{\bar{l}^2} \\ f_1=-4\dfrac{[\bar{p}(\bar{p}-\bar{l}_2)]^{1/2}}{\bar{l}}\cdot\dfrac{[(\bar{p}-l_3)(\bar{p}-\bar{l})]^{1/2}}{\bar{l}}=-\dfrac{4S}{\bar{l}^2},\ \bar{l}=l_{BC},\ \bar{p}=l_2+l_3+\bar{l}. \end{cases}$$

Le contrôle des calculs est possible, si nécessaire, par l'utilisation des points A et C, respectivement des coordonnées de ceux-ci, des cotés l_1, l_3 et des égalités $l_{AC}=\bar{l}_C$, respectivement $\bar{p}_C=(l_1+l_3+\bar{l}_C)/2$.

d) Une deuxième variante suppose l'obtention des coordonnées par l'aide de chaque relation (3) :

---

[1]) $\sin\alpha=\dfrac{2[p(p-l)(p-l_1)(p-l_2)]}{ll_1}=\dfrac{2S}{ll_1}$, $\cos\alpha=\dfrac{p(p-l_2)}{ll_1}-\dfrac{(p-l_1)(p-l)}{ll_1}=\dfrac{l^2+l_1^2-l_2^2}{ll_1}$

D'une façon analogue on obtient les expressions de sin β et cos β, en substituant l_1 par l_2 et l_1; $S=[p(p-l)(p-l_1)(p-l_2)]^{1/2}$.

(6) $$X_P=X_A+eX_{AB}-fY_{AB},\quad Y_P=Y_A+eY_{AB}+fX_{AB},$$

où

(6₁) $$\begin{cases} e=\dfrac{p(p-l_2)}{l^2}-\dfrac{(p-l_1)(p-l)}{l^2}=\dfrac{l_1^2+l^2-l_2^2}{l^2}, \\ f=-2\dfrac{[p(p-l_1)]^{1/2}}{l}\cdot\dfrac{[(p-l_2)(p-l)]^{1/2}}{l}=-2\dfrac{S}{l^2}. \end{cases}$$

Les calculs de contrôle conduisent à :

(7) $$X_P=X_B+e_cX_{AB}-f_cY_{AB},\quad Y_P=Y_B+e_cY_{AB}+f_cX_{AB},$$

où

(7₁) $$e_c=\frac{(p-l_2)(p-l)}{l^2}-\frac{p(p-l_1)}{l^2}=-\frac{l^2+l_1^2-l_1^2}{l^2},\quad f_c=f.$$

Pour vérifier l'exactitude de la détermination du point P on procède d'une manière analogue à celle utilisée au point c) en utilisant les éléments mis en évidence (l_3, $\bar{l}$, $\bar{p}$, X_C, Y_C) lorsqu'on prend en considération le point C :

(8) $$X_p=X_B+e_vX_{BC}-f_vY_{BC},\quad Y_v=Y_B+e_vY_{BC}+f_vX_{BC},$$

où

(8₁) $$\begin{cases} e_v=\dfrac{\bar{p}(\bar{p}-l_3)}{\bar{l}^2}-\dfrac{(\bar{p}-\bar{l}_2)(\bar{p}-\bar{l})}{\bar{l}^2}=\dfrac{l_2^2+l^2-l_3^2}{2\bar{l}^2}, \\ f_v=-2\dfrac{[\bar{p}(\bar{p}-l_2)]^{1/2}}{\bar{l}}\cdot\dfrac{[(p-l_3)(\bar{p}-\bar{l})]^{1/2}}{\bar{l}}=-2\dfrac{S}{l^2}. \end{cases}$$

Le contrôle de la détermination est assuré par les relations :

(9) $$X_p=X_C+e_{cv}X_{BC}-f_{cv}X_{BC},\quad Y_P=Y_C+e_{cv}Y_{BC}+f_{cv}X_{BC},$$

où

(9₁) $$e_{cv}=\frac{(\bar{p}-l_3)(\bar{p}-\bar{l})}{\bar{l}^2}-\frac{(\bar{p}-l_2)\bar{p}}{\bar{l}^2}=-\frac{\bar{l}^2+l_3^2-l_2^2}{\bar{l}^2},\quad f_{cv}=f_v,$$

avec

(9₂) $$\bar{p}=\bar{l}+l_2+l_3,\quad \bar{l}=l_{BC}.$$

e) Afin de simplifier le calcul et d'obtenir une précision accrue dans les calculs il est recommandable à écrire les expressions des coefficients (par exemple e, e_c, e_v, e_{cv} et f) sous la forme avantageuse :

(10) $$\begin{cases} e=\dfrac{p}{l}\cdot\dfrac{p-l_2}{l}-\dfrac{p-l_1}{l}\cdot\dfrac{p-l}{l}=\dfrac{1}{2}\left(\dfrac{l_1-l_2}{l}\cdot\dfrac{l_1+l_2}{l}+1\right), \\ f=-2\left(\dfrac{p}{l}\cdot\dfrac{p-l_1}{l}\right)^{1/2}\cdot\left(\dfrac{p-l_2}{l}\cdot\dfrac{p-l}{l}\right)^{1/2},\ \text{etc.} \end{cases}$$

f) Pour effectuer le calcul cumulé à l'aide des machines de calcul on organise l'obtention des termes qui interviennent dans les expressions des coefficients et des coordonnées de la façon suivante. On détermine:

1° les éléments généraux :

$$(11)\qquad X_{AB},\ Y_{AB},\ X_A+X_B,\ Y_A+Y_B,\ p,\ p-l,\ p-l_1,\ p-l_2,\ l^2,\ l_1^2,\ l_2^2\ ;$$

2° les termes ci-dessous :

$$(11_1)\qquad \begin{cases} \dfrac{p}{l}\cdot\dfrac{p-l_1}{l}=m, \quad \dfrac{p}{l}\cdot\dfrac{p-l_2}{l}=n, \quad \dfrac{(p-l_1)(p-l)}{l^2}=q, \\ \dfrac{(p-l_2)(p-l)}{l^2}=r, \quad \dfrac{l_1-l_2}{l}=t_1, \quad \dfrac{l_1+l_2}{2}=t_2\ ; \end{cases}$$

3° les coefficients utilisés dans les relations (4)...(9) :

$$(11_2)\qquad e=n-q,\ f=2\sqrt{mr},\ e_c=r-m,\ f_c=f,\ e_1=t_1t_2,\ f_1=2f\ ;$$

4° les coefficients qui permettent à vérifier la détermination du point :

$$(12)\qquad \begin{gathered} X_{BC},\ Y_{BC},\ X_B+X_C,\ Y_B+Y_C,\ \bar{p},\ \bar{p}-\bar{l},\ \bar{p}-l_1,\ \bar{p}-l_2,\ \bar{l}^2,\ l_2^2,\ l_3^2, \\ \bar{m},\ \bar{n},\ \bar{q},\ \bar{r},\ \bar{t}_1,\ \bar{t}_2\ ;\ e_v=\bar{n}-\bar{q},\ f_v=2\sqrt{\bar{m}\bar{r}},\ e_{cv}=\bar{r}-\bar{m}, \\ f_{cv}=f_v,\ e_{1v}=\bar{t}_1\bar{t}_2,\ f_{1v}=2f_v \end{gathered}$$

3. En tant qu'exemple numérique on va étudier celui proposé dans [1], (Fig. 2). On considère connues les coordonnées des points A, B, C, :
A(6 083 059,82 ; 4 524 490,10), B (6 076 872,22 ; 4 519 626,62), C (60 716 640,52 ; 4 518 716,94) et on connat, par mesure, les longueurs :

$$l_1 = 7\,637{,}32\text{ m},\ l_2 = 12\,744{,}67\text{ m}\ \ l_3 = 9\,602{,}10\text{ m}.$$

a) La solution à l'aide du procédé des projections, utilisée dans la litérature :

1° On connaît :

$$X_{AB} = -\,6\,187{,}10\text{ m},\ Y_{AB} = -\,4\,863{,}48\text{ m}\ ;\ X_{BC} = -\,5\,231{,}64\text{ m},\ Y_{BC} = 9\,090{,}32\text{ m}\ ;$$

$$X_{AC} = -\,11\,418{,}74\text{ m},\ Y_{AC} = 4\,224{,}84\text{ m}\ ;\ \theta_{AB} = 242{,}4108.3$$

$$\operatorname{tg}\theta_{AB} = -\,0{,}786067,\quad \sin\theta_{AB} = -0{,}617993.3\ \cos\theta_{AB} = -\,0{,}786183.3.$$

2° On obtient par calcul :

$$l = 7\,869{,}793 \text{ et } l = 7\,869{,}\frac{793}{794}\text{ m}$$

et donc

$$l^2 = 61\,933\,642,\ l^2 = 58\,328\,657,\ l_2^2 = 162\,426\,613.$$

3° Il résultent les valeurs ci-dessous :

$$p = -\,2\,678{,}871,\ g = 10\,548{,}663,\ p+q = 7\,869{,}792;$$

$$p\sin\theta = 1\,655{,}524,\ p\cos\theta = 2\,106{,}084\ ;\ q\sin\theta = -\,6\,519{,}003,\ q\cos\theta = -\,8\,293{,}183$$

$$h = l^2 - p^2 = l^2 - q^2 = 7\,152{,}\frac{084}{085},$$

$$h\sin\theta = -\,4\,419{,}940,\ h\cos\theta = -\,5\,622{,}849.$$

4° On détermine les valeurs finales :

$$X_{AP} = p\cos\theta + h\sin\theta = -\,2\,313{,}856,\ Y_{AP} = p\sin\theta - h\cos\theta = 7\,287{,}373,$$

$$X_P = 6\,080\,745{,}464,\ Y_P = 4\,531\,768{,}473\ ;$$

$$X_{BP} = -\,q\cos\theta + h\sin\theta = 3\,873{,}243,\ Y_B = q\sin\theta - h\cos\theta = 12\,141{,}852,$$

$$X_P = 6\,080\,745{,}463,\ Y_P = 4\,531\,768{,}472.$$

b) La solution obtenue à l'aide des formules déduites sur la base du calcul vectoriel et des nombres complexes :

1° On connaît (v. le point précédent) :

$$X_{AB},\ Y_{AB},\ X_{BC},\ Y_{BC},\ X_{AC},\ Y_{AC},\ l,\ l_1,\ l_2,\ l_3.$$

2° On détermine par calcul :

$$X_A + X_B = 12\,159\,931{,}54,\quad X_B + X_C = 12\,148\,512{,}80,\quad X_A + X_C = 12\,154\,699{,}90,$$

$$Y_A + Y_B = 9\,044\,116{,}72,\quad Y_B + Y_C = 9\,048\,343{,}56,\quad Y_A + Y_C = 9\,053\,207{,}04,$$

$$l_1 - l_2 = -5\,107{,}35,\quad l_1 + l_2 = 20\,381{,}99,\quad p = 14\,125{,}812,$$

$$p - l_1 = 6\,488{,}572,\quad p - l_2 = 1\,881{,}222,\quad p - l = 6\,256{,}099,$$

$$m = 1{,}4799\,203,\quad n = 0{,}3150305,\quad q = 0{,}6554297,\quad r = 0{,}1395213,$$

$$t_1 = -0{,}6489814,\quad t_2 = 2{,}5899016.$$

3° On obtient les coefficients:

$$e_1 = t_1 t_2 = -1{,}6807979,\quad t_1 = -4\sqrt{mr} = -1{,}8176045,$$

$$e = n - q = -0{,}3403991,\quad t = -2\sqrt{mr} = -0{,}9088023,$$

$$e_c = r - m = -1{,}3403991.$$

4° On détermine les coordonnées à l'aide des expressions (4), (6) et (7) :

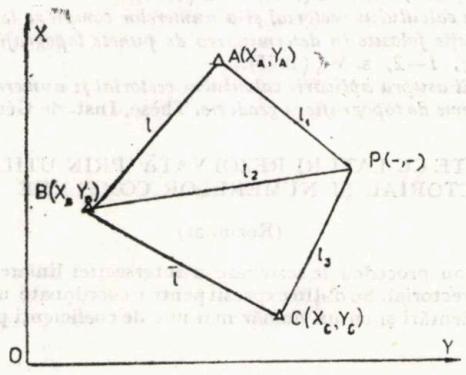


Fig. 2

$$X_P = 6\,080\,745{,}460,\qquad Y_P = 4\,531\,768{,}474,$$

$$X_P = 6\,080\,745{,}\frac{462}{461}\qquad Y_P = 4\,531\,768{,}\frac{474}{473}.$$

5° Pour vérifier l'exactitude de la détermination du point P on utilise les éléments introduits par le point C :

$$\bar{p} = 16\,417{,}524\text{ m},\quad \bar{l} = 10\,488{,}278\text{ m},\quad l_2 - l_3 = 3\,142{,}57\text{ m},$$

$$l_2 + l_3 = 22\,346{,}77\text{ m},\quad \bar{p} - l_2 = 3\,672{,}854\text{ m},\quad \bar{p} - l_3 = 6\,815{,}424\text{ m},$$

$$\bar{p} - l = 5\,929{,}246\text{ m},\quad \bar{m} = 0{,}5481544,\quad \bar{n} = 1{,}0171666,$$

$$\bar{q} = 0{,}1979679,\quad \bar{r} = 0{,}3673533,\quad t_1 = 0{,}2996268,\quad t_2 = 2{,}1306424,\quad t = 0{,}6383975,$$

$e_{1v}=0{,}6383975$, $f_{1v}=-1{,}7949543$, $e_v=-0{,}8974771$, $f_v=-0{,}8974771$, $e_{cv}=-0{,}1808011$, $f_{cv}=f_v$.

$$X_P = 6\,080744{,}820, \qquad Y_P = 4\,531\,768{,}676,$$

$$X_P = 6\,080\,744, \frac{822}{820}, \qquad Y_P = 4\,531\,768, \frac{675}{678}.$$

4. Conclusions

Le procédé proposé ci-dessous conduit à des résultats identiques avec ceux obtenus par la méthode classique, mais le nombre des coefficients est plus petit et on réussit à éviter le calcul des orientations.

Pour assurer aux coordonnées la précision à un centimètre près, on doit calculer les coefficients dans toutes les variantes avec un nombre des décimales égal au nombre des chiffres des différences X_{AB}, Y_{AB}, etc.

Reçue le 18 septembre 1981

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie et de Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Botez M., *Geodezie*. Vol. I, EDP, Buc., 1969.
2. Popa E., *L'utilisation des nombres complexes à la résolution des problèmes de topographie*. Bul. Inst. polit., Iași, **XI (XV)**, *1—2* (1965).
3. Popa E., *Aplicarea calculului vectorial și a numerelor complexe la rezolvarea problemelor de retrointersecție folosite în determinarea de puncte topografice*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXI (XXV)**, *1—2*, s. V (1975).
4. Popa E., *Contribuții asupra aplicării calculului vectorial și numerelor complexe la rezolvarea unor probleme de topografie și geodezie*. Thèse, Inst. de Génie Civile, Buc., 1979.

INTERSECȚIA ÎNAINTE CU LATURI REZOLVATĂ PRIN UTILIZAREA CALCULULUI VECTORIAL ȘI NUMERELOR COMPLEXE

(Rezumat)

Se prezintă un nou procedeu de rezolvare a intersecției liniare prin folosirea numerelor complexe și a calculului vectorial. Se obțin expresii pentru coordonate noi determinate mult mai simplu, fără calcul de orientări și cu un număr mai mic de coeficienți preliminari, în comparație cu procedeul clasic.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

C. D. 526 ; 624.9

CONTRIBUTIONS À LA DÉTERMINATION CYCLIQUE DE L'INCLINAISON DES CONSTRUCTIONS HAUTES EN EMPLOYANT DES MESURES TOPOGÉODÉSIQUES (I)

PAR

GH. NISTOR

1. Introduction

Dans le cas des constructions hautes en forme de tour, les tassements différents des fondations, l'influence du chauffage irrégulier du soleil, l'action du vent, produisent des inclinaisons en sens différents, de diverses amplitudes. C'est pour ça que pendant l'édification et après le début de sa mise en fonction on vérifie la verticalité de l'axe géometrique de l'édifice.

La détermination de l'inclinaison des constructions (immeubles tour, tours de radio et télévision, tours de refrigération, cheminées, etc.) est nécessaire pour étudier le caractère des déformations, l'explication des causes qui les produisent, ainsi qu'à la recherche des mesures qu'on doit prendre en vue d'assurer la stabilité et l'exploitation en conditions de sécurité parfaite.

Les méthodes topogéodésiques ont une large utilisation à la détermination de l'inclinaison des hautes constructions, parce qu'elles assurent une grande précision. Dans le cadre de ces méthodes, à l'exception de celle de détermination par la mesure du tassement de la fondation, l'emploi des autres méthodes suppose la visée des marques de contrôle attachées à la construction et qui s'inclinent avec elle.

Dans ce qui suit on présente une nouvelle méthode de détermination cyclique de l'inclinaison des constructions hautes par rapport à une construction de base de longueur fixe. Les extremités de la base emplacées dans des terrains indéformables représentent les points de station où l'on effectue cycliquement des mesures sur les marques de contrôle, fixées sur la construction.

2. La méthode proposée

Dans la phase de terrain on choisit deux points de station, A et B, qui précisent une base de longueur fixe (Fig. 1 et 2). On choisit les points aux distances de 20...100 m de la construction, en fonction des conditions concrètes du terrain.

Sur la construction en étude on fixe, approximativement sur la verticale, les marques de contrôle, P et Q, à la base et respectivement, dans la partie supérieure. Quand il est nécessaire à déterminer l'inclinaison à différentes hauteurs, on fixe dans le même sens et d'autres marques de contrôle, par exemple R, S et T (Fig. 2).

On choisit le système rectangulaire des axes de tel façon que le point de station, A, soit l'origine et l'axe Y correspond à la base fixe AB (Fig. 3).

Pour la détermination de la position des marques de contrôle, P et Q, on mesure la longueur de la base, $AB=b$, et les angles horizontaux α, α_1, β et β_1, entre la base fixe et les directions vers les marques de contrôle. On marque avec $\Delta\alpha$ et $\Delta\beta$ les angles entre les directions vers les points, P et Q.

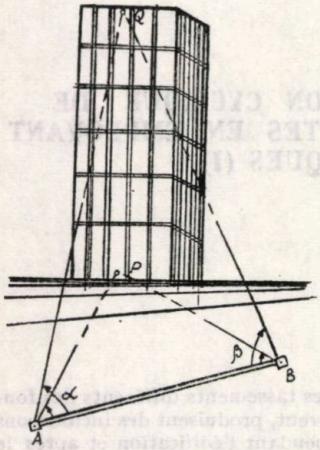


Fig. 1

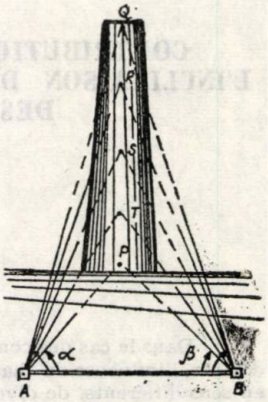


Fig. 2

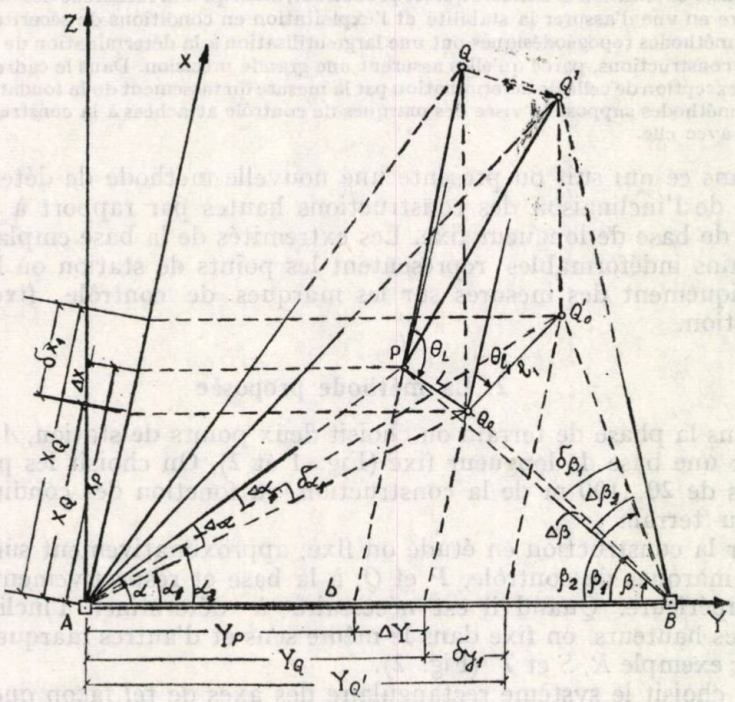


Fig. 3

Même dans le cas des constructions de forme parallèlipipédique on ne fixera rigoureusement les marques de contrôle, et Q, sur la même verticale, bien que cette mesure ne soit pas absolument nécessaire. D'autant plus on procèdera d'une façon analogue dans le cas des constructions en niveaux, des cheminées en forme de tronc de cône, des tours de refrigération et des tours de radio et télévision. C'est pour ce motif que dans le cycle initial des observations on détermine la position des marques de contrôle, P et Q, eventuellement et celles des autres points, dans le système d'axes choisi, à l'aide des coordonnées bipolaires :

$$(1) \qquad X_P = \frac{b \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta}, \qquad Y_P = \frac{b \operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta},$$

$$(2) \qquad X_Q = \frac{b \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{tg}\beta_1}{\operatorname{tg}\alpha_1 + \operatorname{tg}\beta_1}, \qquad Y_Q = \frac{b \operatorname{tg}\beta_1}{\operatorname{tg}\alpha_1 + \operatorname{tg}\beta_1}.$$

Les composants du vecteur sur ses deux axes, $PQ_0 = L$, en représentant la distance horizontale entre les verticales des deux marques de contrôle, seront données par :

$$(3) \qquad \Delta X = X_Q - X_P, \ \Delta Y = Y_Q - Y_P.$$

L'établissement par cette voie des deux composants s'avère très difficile. C'est pour cette raison qu'on a cherché une méthode de calcul se basant directement sur les différences des angles horizontaux capable à assurer une grande vitesse de calcul et une précision élevée.

On peut écrire que

$$(4) \qquad \alpha_1 = \alpha + \Delta\alpha, \ \beta_1 = \beta + \Delta\beta.$$

Les composants du vecteur seront exprimés par les relations :

$$(5) \qquad \Delta X = X_Q - X_P = \frac{b \operatorname{tg}(\alpha+\Delta\alpha) \operatorname{tg}(\beta+\Delta\beta)}{\operatorname{tg}(\alpha+\Delta\alpha) + \operatorname{tg}(\beta+\Delta\beta)} - \frac{b \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta},$$

$$(6) \qquad \Delta Y = Y_Q - Y_P = \frac{b \operatorname{tg}(\beta+\Delta\beta)}{\operatorname{tg}(\alpha+\Delta\alpha) + \operatorname{tg}(\beta+\Delta\beta)} - \frac{b \operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta}.$$

Les composants du vecteur étant en géneral petits, les différences $\Delta\alpha$ et $\Delta\beta$ seront aussi très petites ; dans les relations (5) et (6) on pourra approximer les tangentes des sommes des angles par

$$(7) \qquad \operatorname{tg}(\alpha+\Delta\alpha) = \frac{\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\Delta\alpha}{1 - \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\Delta\alpha} \approx \frac{\operatorname{tg}\alpha + \Delta\alpha^{cc}/\rho^{cc}}{1 - \operatorname{tg}\alpha(\Delta\alpha^{cc}/\rho^{cc})};$$

Tout comme l'on a procédé dans le cas des calculs des déplacements horizontaux des constructions [1], après une série de transformations et el développement en série, on obtiendra pour les grandeurs des composants, les relations

$$(8) \qquad \Delta X = K_2 \Delta\alpha^{cc} + L_2 \Delta\beta^{cc}, \qquad (9) \qquad \Delta Y = -K_1 \Delta\alpha^{cc} + L_1 \Delta\beta^{cc},$$

où l'on a utilisé les notations

$$(10)\quad \begin{cases} G=b/[\rho^{cc}\sin^2(\alpha+\beta)], \quad K_1=G\sin\beta\cos\beta, \\ L_1=G\sin\alpha\cos\alpha, \quad K_2=G\sin^2\beta, \quad L_2=G\sin^2\alpha, \\ \Delta\alpha^{cc}=\alpha_1-\alpha, \quad \Delta\beta^{cc}=\beta_1-\beta. \end{cases}$$

Les grandeurs K_1, K_2, L_1 et L_2 sont calculées l'aide des éléments mesurés dans le cycle initial et elles sont invariables pour tous les cycles des observations ultérieures. Les différences angulaires $\Delta\alpha^{cc}$ et $\Delta\beta^{cc}$ interviennent dans le calcul avec les signes respectifs.

La grandeur du vecteur, L, représentant la distance horizontale entre les verticales des marques P et Q et son orientation, θ_L, sont données par les formules:

$$(11)\qquad L=\sqrt{\Delta X^2+\Delta Y^2}, \qquad \theta_L=\operatorname{arctg}\frac{\Delta Y}{\Delta X}.$$

Après une certaine période de témps, compte tenu de différentes causes (tassements différents, chauffages irréguliers etc.) il se produit une inclinaison de la construction de sorte que la marque Q occupera la position Q'. Par conséquent dans le cycle actuel d'observation les angles horizontaux entre les directions vers les marques de contrôle P et Q se modifieront par rapport aux valeurs initials en résultant :

$$(12)\qquad \Delta\alpha_1^{cc}=\alpha_2-\alpha, \qquad \Delta\beta_1^{cc}=\beta_2-\beta.$$

Les coordonnées bipolaires de la marque Q' seront

$$(13)\qquad X_{Q'}=\frac{b\operatorname{tg}\alpha_2\operatorname{tg}\beta_2}{\operatorname{tg}\alpha_2+\operatorname{tg}\beta_2}, \qquad Y_{Q'}=\frac{b\operatorname{tg}\beta_2}{\operatorname{tg}\alpha_2+\operatorname{tg}\beta_2}.$$

Les composants sur les deux axes du vecteur $Q_0Q_0'=l_1$, représentant la grandeur de l'inclinaison de la construction produite entre les deux cycles de l'observation, seront

$$(14)\qquad \delta x_1=X_{Q'}-X_Q, \quad \delta y_1=Y_{Q'}-Y_Q.$$

Comme dans le cas précedent on n'obtiendra pas les deux composants en effectuant les différences des coordonnées bipolaires des positions Q et Q', mais directement en fonction des différences angulaires dont les valeurs sont assez petites.

On détermine les différences:

$$(15)\qquad \delta\alpha_1^{cc}=\Delta\alpha_1^{cc}-\Delta\alpha^{cc}=\alpha_2-\alpha_1, \quad \delta\beta_1^{cc}=\Delta\beta_1^{cc}-\Delta\beta^{cc}=\beta_2-\beta_1,$$

à l'aide des quelles on calcule directement les grandeurs des composants avec les relations d'une forme déjà connue :

$$(16)\qquad \delta x_1=K_2\delta\alpha_1^{cc}+L_2\delta\beta_1^{cc}, \qquad (17)\qquad \delta y_1=-K_1\delta\alpha_1^{cc}+L_1\delta\beta_1^{cc}.$$

Dans ces relations, les significations des constantes K_1, L_1, K_2 et L_2 sont les mêmes que celles qui figurent dans (10).

La grandeur de l'inclinaison de la construction produite entre deux cycles d'observation est exprimées par la grandeur du vecteur $Q_0Q_0'=l_1$:

$$(18)\qquad l_1=\sqrt{\delta x_1^2+\delta y_1^2}.$$

Le sens de l'inclinaison de la construction est indiqué par l'orientation du vecteur, déterminée par la formule :

$$\theta_{l_1} = \text{arc tg}\frac{\delta y_1}{\delta x_1}. \tag{19}$$

On procède de la même manière pour la détermination de l'inclinaison dans tous les cycles d'observations.

Des le troisième cycle d'observations on peut calculer non seulement les composants des vecteurs des inclinaisons partielles, produites entre deux cycles d'observations conjuguées, avec les relations (16) et (17), où les différences des angles horizontaux sont exprimées par les formules :

$$\delta\alpha_i^{cc} = \Delta\alpha_i^{cc} - \Delta\alpha_{i-1}^{cc} = \alpha_{i+1} - \alpha_i, \quad \delta\beta_i^{cc} = \Delta\beta_i^{cc} - \Delta\beta_{i-1}^{cc} = \beta_{i+1} - \beta_i, \quad (i = 1, 2, \ldots, n), \tag{20}$$

mais aussi les composants du vecteur résultant de l'inclinaison produite entre les cycles d'observations respectifs et le deuxième cycle, les différences angulaires en étant :

$$\delta\alpha_i^{cc} = \Delta\alpha_i^{cc} - \Delta\alpha^{cc} = \alpha_{i+1} - \alpha, \quad \delta\beta_i^{cc} = \Delta\beta_i^{cc} - \Delta\beta^{cc} = \beta_{i+1} - \beta. \tag{21}$$

On peut faire l'observation qu'il n'est pas nécessaire à calculer les composants du vecteur résultant à l'aide des relations de la forme (16) et (17), mais plus simplement, en appliquant la règle connue de l'addition des vecteurs : les composants sur les deux axes de la résultante sont égaux avec les sommes des composants sur les deux axes des vecteurs composants :

$$\delta x = \delta x_1 + \delta x_2 + \ldots + \delta x_n, \tag{22}$$

$$\delta y = \delta y_1 + \delta y_2 + \ldots + \delta y_n. \tag{23}$$

À l'aide des composants de la résultante on peut calculer la grandeur et le sens du vecteur de l'inclinaison résultante en utilisant les relations de la forme (18) et (19).

L'étude de la précision des résultats obtenus sera l'objet d'une Note subséquente.

3. Exemple de calcul

Pour la détermination cyclique de l'inclinaison d'un immeuble-tour on a mesuré les éléments suivants :

a) dans le premier cycle d'observations

$b = 49\,352$ mm, $\alpha = 49^g\,42^c\,75^{cc}$, $\beta = 46^g\,71^c\,57^{cc}$, $\alpha_1 = 49^g\,36^c\,12^{cc}$, $\beta_1 = 46^g\,79^{cc}\,38^{cc}$;

b) dans le deuxième cycle d'observations

$$\alpha_2 = 49^g\,35^c\,21^{cc}, \qquad \beta_2 = 46^g\,79^c\,80^{cc};$$

c) dans le troisième cycle d'observations

$$\alpha_3 = 49^g\,34^c\,63^{cc}, \qquad \beta_3 = 46^g\,80^c\,06^{cc}.$$

À l'aide des éléments mesurés dans le cycle initial (b, α et β) ont été calculéesl es constantes qui interviennent dans les relations (10), à savoir :

$$K_1 = 0{,}0384, \quad L_1 = 0{,}0386, \quad K_2 = 0{,}0346, \quad L_2 = 0{,}0379.$$

Les différences entre les angles horizontaux mesurés entre la direction de la base et les directions vers les marques de contrôle sont :

$$\Delta\alpha^{cc} = \alpha_1 - \alpha = -663^{cc}, \quad \Delta\beta^{cc} = \beta_1 - \beta = +781^{cc}.$$

On détermine, à l'aide des relations (8) et (9), les grandeurs des composants du vecteur représentant la distance entre les verticales des marques, P et Q :

$$\Delta X = 0{,}0346\ (-663^{cc}) + 0{,}0379\ (+781^{cc}) = +6{,}65 \text{ mm},$$

$$\Delta Y = -0{,}0384\ (-663^{cc}) + 0{,}0386\ (+781^{cc}) = +55{,}62 \text{ mm}.$$

On obtient la grandeur du vecteur, L, et son orientation, θ_L, en utilisant les formules (11)

$$L = \sqrt{6{,}65^2 + 55{,}62^2} = 56{,}02 \text{ mm}, \quad \theta_L = \text{arc tg}\ \frac{55{,}62}{6{,}65} = 92^g\ 42^c\ 44^{cc}.$$

On peut mettre en évidence l'inclinaison de la construction, produite entre le premier et le deuxième cycle d'observation, ayant comme effet le déplacement de la marque de contrôle de la position Q en Q', à l'aide des différences entre les angles horizontaux mesurés entre les directions vers les marques de contrôle, P et Q, qui diffèrent par rapport à celles du premier cycle avec les valeurs données par les relations (12) :

$$\Delta\alpha_1^{cc} = \alpha_2 - \alpha = -754^{cc}, \quad \Delta\beta_1^{cc} = \beta_2 - \beta = +823^{cc}.$$

Pour le calcul de l'inclinaison produite entre le premier et le deuxième cycle d'observations on détermine les différences (15) :

$$\delta\alpha_1^{cc} = \Delta\alpha_1^{cc} - \Delta\alpha^{cc} = \alpha_2 - \alpha_1 = -91^{cc}, \quad \delta\beta_1^{cc} = \Delta\beta_1^{cc} - \Delta\beta^{cc} = \beta_2 - \beta_1 = +42^{cc},$$

à l'aide desquelles on a calculé les grandeurs des composants du vecteur de l'inclinaison en employant les relations (16) et (17) :

$$\delta x_1 = 0{,}0346\ (-91^{cc}) + 0{,}0379\ (+42^{cc}) = -1{,}56 \text{ mm},$$

$$\delta y_1 = -0{,}0384\ (-91^{cc}) + 0{,}0386\ (+42^{cc}) = +5{,}12 \text{ mm}.$$

Le vecteur de l'inclinaison partielle, l_1, ainsi que son orientation, θ_{l_1}, calculées à l'aide des formules (18) et (19), sont

$$l_1 = \sqrt{(-1{,}56)^2 + 5{,}12^2} = 5{,}35 \text{ mm}, \quad \theta_{l_1} = \text{arc tg}\ \frac{+5{,}12}{-1{,}56} = 118^g\ 82^c\ 82^{cc}.$$

L'inclinaison partielle produite entre le deuxième et le troisième cycle, ayant comme effet le déplacement de la marque de contrôle de la position Q' en Q'', produit par rapport au premier cycle la modification

$$\Delta\alpha_2^{cc} = \alpha_3 - \alpha = -812^{cc}, \quad \Delta\beta_2^{cc} = \beta_3 - \beta = +849^{cc}.$$

Il est possible, maintenant, à déterminer les différences

$$\delta\alpha_2^{cc} = \Delta\alpha_2^{cc} - \Delta\alpha_1^{cc} = \alpha_3 - \alpha_2 = -58^{cc}, \quad \delta\beta_2{}^{cc} = \Delta\beta_2^{cc} - \Delta\beta_1^{cc} = \beta_3 - \beta_2 = +26^{cc},$$

à l'aide desquelles on obtient les grandeurs des composants du vecteur de l'inclinaison partielle

$$\delta x_2 = 0{,}0346\ (-58^{cc}) + 0{,}0379\ (+26^{cc}) = -1{,}02 \text{ mm},$$

$$\delta y_2 = 0{,}0384\ (-58^{cc}) + 0{,}0386\ (+26^{cc}) = +3{,}23 \text{ mm}.$$

Le vecteur de l'inclinaison partielle, produite entre le deuxième et le troisième cycle, ainsi que son orientation sont

$$l_2 = \sqrt{(-1{,}02)^2 + 3{,}23^2} = 3{,}39 \text{ mm}, \quad \theta_{l_2} = \text{arc tg}\ \frac{3{,}23}{-1{,}02} = 119^g\ 47^c\ 23^{cc}.$$

On détermine les composants du vecteur résultant de l'inclinaison produite entre le premier et le troisième cycle, ayant comme effet le déplacement de la marque de contrôle de la position Q en Q'', tout comme dans le cas de l'addition des vecteurs, avec les relations (22) et (23) (fig. 4):

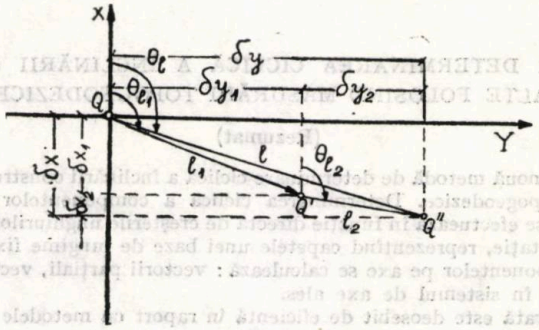


Fig. 4

$$\delta x = \delta x_1 + \delta x_2 = -1{,}56 - 1{,}02 = -2{,}58 \text{ mm}, \quad \delta y = \delta y_1 + \delta y_2 = 5{,}12 + 3{,}23 = +8{,}35 \text{mm},$$

À l'aide de ces relations on a déterminé le vecteur résultant de l'inclinaison totale et le sens de celle-ci défini par son orientation:

$$l = \sqrt{(-2{,}58)^2 + 8{,}35^2} = 8{,}74 \text{ mm}, \quad \theta_l = \operatorname{arc\,tg} \frac{8{,}35}{-2{,}58} = 119^g\ 07^c\ 80^{cc}.$$

4. Conclusions

1. La méthode présentée fournit la posibilité de la détermination cyclique de l'inclinaison des constructions hautes, à l'aide d'un calcul mathématique precis et rapide.

2. Compte tenu que les grandeurs des constantes K_1, L_1, K_2 et L_2 restent les mêmes pour tous les cycles d'observations, il résulte que les composants du vecteur de l'inclinaison sont fonctions directes des différences angulaires, $\delta\alpha^{cc}$ et $\delta\beta^{cc}$, résultées des mesures en terrain des angles horizontaux, en permettant l'obtention d'une efficacité élevée.

3. Vu qu'on poursuit la variation de l'inclinaison de l'édifice par rapport à la base fixe, on détermine la longueur entre les points de station, A et B, par mesure directe ou indirecte avec une précision de 1 : 1 000... 1 : 5 000.

4. Compte tenu que la précision de la mesure des angles horizontaux, α et β, dans tous les cycles de l'observation, exerce une influence fondamentale sur la précision des résultats, on recommande l'emploi d'un théodolite d'une précision de 2^{cc}, en effectuant la mesure en deux séries complètes.

5. On choisit la base, AB, d'une telle manière que les angles sous lesquels s'intersectent les droites de détermination soient approximativement droits.

Reçue le 22 octobre 1981

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie et de l'hotogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Nistor Gh., *O metodă analitică de calcul a deplasărilor orizontale ale construcțiilor folosind măsurările topogeodezice*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXII (XXVI)**, *1–2*, s. I (1976).

CONTRIBUȚII LA DETERMINAREA CICLICĂ A ÎNCLINĂRII CONSTRUCȚIILOR ÎNALTE FOLOSIND MĂSURĂRI TOPOGEODEZICE (I)

(Rezumat)

Se propune o nouă metodă de determinare ciclică a înclinării construcțiilor înalte folosindu-se măsurările topogeodezice. Determinarea ciclică a componentelor vectorului înclinării construcțiilor înalte se efectuează în funcție directă de creșterile unghiurilor orizontale măsurate în două puncte de stație, reprezentînd capetele unei baze de lungime fixă.

Pe baza componentelor pe axe se calculează: vectorii parțiali, vectorii rezultanți ca și orientările acestora, în sistemul de axe ales.

Metoda elaborată este deosebit de eficientă în raport cu metodele cunoscute și folosite în prezent.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

D. C. 71

THE STUDY OF STRUCTURAL CHANGES IN URBAN AND REGIONAL SYSTEMS BY *Q*-ANALYSIS

I. INTRODUCTION TO *Q*-ANALYSIS CONCEPTS

BY

SENINO HOLTIER

1. The Problem of Urban and Regional Systems and their Developement Planning

Anyone who thinks to urban and regional systems sees them as terrible complex ones. That is, made up by a huge number of activities and parts, of different kinds, interrelated by an intricate web of connections, all of these undergoing different rates of changes, from time to time.

The task of planning of such systems is indeed a difficult one, especially nowadays when our world is changing in a faster rate. Here, by planning we consider the activity of monitoring the development of a system. By development we mean system's structural change towards the purpose of system's performance improvement, by a new behavioral mode (a new way of doing things) —made possible by the structural change— in a continuous changing, unstable, environment, in longer or shorter time intervals.

For a successful planning we need a good „picture" of the object of planning and a reliable method to get this picture. So, firstly, what we need is to get the structure of the system and how this structure generate and allow a certain behaviour or dynamics of the system. Secondly, we should see how its structure changes and could be changed in a desired way, as well as what kind of consequences follow any kind of such changes, at different time horizons.

Regarding the urban structure scholars generally agree that „urban structure is a complex set of overlapping and intersecting transaction networks formed by the linked transformation and transfer of people and their social organization... The urban system is embracing the entire web of transaction of relationships forming the economy of a country" (D u n n, 1980). In short, the structure of the urban system is the web of relationships of its elements. So, if we want to talk about structure of anything in a general way, we mean by structure the *relations* between *well defined sets*. The structure will be revealed by the connectivity topology (the geometry) of these relations.

For well defined sets we should ask that the elements of the sets will be assigned to them by the *rules of set membership*, by which a proposed element, either that it is, or that it is not a member of the set. So, identification sets of things is the basis of what will be called *data*. For data to be well defined we need one more requirement : that we must not confuse types of sets. Otherwise we could be trapped into the logical paradoxes of the theory of sets (R u s s e l l). So, we must make a clear distinction between elements of a set X and the elements of the power set $P(X)$, that is, subsets of X, and elements of the power set $P^2(X)$, subsets of $P(X)$, and so on. This is a logically and methodologically very profound point.

One more point should be taken into account here in order to deal successfully with the complexity of our systems : they are fundamentally heterogeneous. That is : (a) we couldn't find any two systems exactly alike — even two atoms differ in certain circumstances ; (b) we couldn't find two systems totally different — there is always a level where they could have some properties in common. So, collections of real systems are never organized in partitions, but in hierarchies of cover sets.

But what does it mean *cover sets* as opposed to partitions ? We know that in front of different and large amount of facts we need to reduce their variety by *classification* : we assign them to different classes. In fact, find *rules* of *set membership*. And the classical rules used are equivalence relations. Their applications give rise to *partitions*. That is, if we take a set A, a partition of it is a family of disjoint subsets of A, say $\{A_i\}$, such that $\bigcup A_i = A$ and $A_i \cap A_j = \emptyset$. This is the basis of the so called „partitional thinking" which try to force everything into partitions and the respective trees — formal hierarchies with vertical ties only. But, actualy, the reality is that our complex systems are not at all obedient to come nice and neatly into disjoint classes. The more complex systems are the more difficult is to assign them to disjoint classes, since they have properties by which they could pertain *simultaneously* to different classes. So, the classes *overlap*, $A_i \cap A_j \neq \emptyset$. The entities have simultaneously *similar and disimilar* properties, common and uncommon ones, and these are then organized in a more natural hierarchies of cover sets in which $\bigcup A_i = A$ (every element of A must be a member of some A_i) and $A_i \cap A_j \neq \emptyset$. So, we have all kinds of overlappings, making the scene to become so complex and ambiguous. Nevertheless, „partitional thinking", stubbernly and blindly, insist to put the facts into disjoint classes by all kinds of modern pretended systemic approach based on decision trees (partitions), statistical regression/correlation analysis, etc., and so, forcing out all these overlaps which make the glue of the complex social phenomena, and tie together the systems of the world into complex *multi-dimensional wholes*. But, at this moment it is Q-Analysis, a „structural language" worked out by Prof. Ron A t k i n, which enter the scene with a courageous and far-sighted attitude, with profound implications for turning the „soft" sciences into „hard" ones : no longer doing away these overlaps as anwanted nuisance and taking them into account in a systematic way. So, a whole new way of seeing the world emerges, its actual hierarchical organization, its multi-dimensional geometry, its dynamics. That was possible by using ideas from combinatorial

topology, in a very creative way in Q-Analysis. In this approach we should anyway be very careful in talking about the concept of „dimension" since it must not be confused with ideas related to „size" and any other metrical ideas, such as distance, etc.

2. Elements of Q-Analysis

Therefore, a proper „structural language" to study structural change should describe the statics and dynamics of the multidimensional systems, the connective topology embeded in the „package of relations" which represent them. But, any kind of relations , as you know, are by no means permanent. What is permanent is changing, at different intervals. So, different relations are characterized by some time interval, say T_0, in which they are constant. At any longer intervals they undergo a *structural change*. Also, there are other entities which will vary in intervaly shorter than T_0 and are made possible, exist, on the former ones. Any system is characterized by its own specific T_0. In Q-Analysis, the constant structure in the T_0 interval, is named *static backcloth*, and the entities which vary and are sustained by the static backcloth are called *traffic*. The traffic is numerically measured by „pattern". Looking for the traffic means to study the *dynamics* on the static backcloth. That is, what kind of „free" trafic flow is possible on a particular static backcloth ? This approach is named Newtonian. There is also a so called Einsteinian view : what kind of traffic flow is induced by a structural change of the static backcloth ?

Let's take a brief, closer, look at how Q-Analysis proceeds. The basic brick of the static backcloth is the „p-simplex", σ_p. Here, let's follow A t k i n in describing them. If we represent a relation λ by a $m \times n$ matrix of o's and l's (where $Y = \{ Y_i ; (i=1,\dots, m)\}$ and $X=\{X_j ; (j=1,\dots, n)\}$), then any one Y_i (the i-th row of the matrix) will be related to, say, $p+1$ of the X_j's and this will be indicated by the presence of $p+1$ l's in the i-th row ; these l's pick out the $p+1$ X_j's related to this particular Y_i. We can represent each Y_i by a convex polyhedron with $p+1$ vertices (the selected X_j's being these vertices) and write it as $Y_i = < X_{\alpha 0}, X_{\alpha 1},\dots, X_{\alpha p} >$, where the incidence matrix of λ contains a l in each of the positions (i, α_j) with $j=0,\dots, p$. Such a p-dimensional polyhedron is said to represent a *p-simplex* ; its name is Y_i. All these polyhedra are now more or less connected by sharing their faces (subpolyhedra) one with another. The collection of these simplices, one for each $Y_i \in Y$, is called a simplicial complex and is denoted by $KY(X ; \lambda)$ or simply $KY(X)$. X is acting as the vertex set whilst Y provides names for the simplices. The abstract geometrical representation of a simplicial complex is said to be of dimension N, when N is the largest value of the above p. Is always possible to represent $KY(X)$ in the Euclidian space E^{2N+1} (by connected convex polyhedra) when dim $K=N$, and this is independent of how many N-simplices exist in $KY(X)$. Also a p-simplex must be represented in a p-dimensional space E^p (and not in any space of lower dimension).

To illustrate these, let's take a simple example of a relation $\lambda \subseteq Y \times X$ ($m=6$, $n=8$) represented by the following incidence matrix :

λ	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8
Y_1	1	1	1	1	0	0	0	0
Y_2	0	0	1	1	1	0	0	0
Y_3	0	0	0	0	1	0	0	1
Y_4	0	0	0	0	0	1	1	1
Y_5	0	0	1	0	0	0	1	1
Y_6	0	0	0	1	0	1	0	0

Taking $KY(X\,;\lambda)$, then, $<X_1X_2X_3X_4>$ is a σ_3 whose name is Y_l (row l where we have a l in the columns of X_1, X_2, X_3, and X_4), and so on. A geometrical representation of the simplicial complex $KY(X)$ is given in Fig. 1.

When a p-simplex, σ_p, and a t-simplex, σ_t, share a common q-simplex, σ_q, (that is to say, when there is a set of $q+1$ vertices common to the sets of $p+1$ vertices and the $t+1$ vertices which define σ_p and σ_t, $\sigma_p \cap \sigma_t = \sigma_q$) then we shall say that the two simplices share a „q-face" in the structure of $KY(X)$, and so are „q-near". Looking at Fig. 1, we can see, for instance, that Y_1 and Y_2 share a l-face, and so are l-near.

Simplices which can be regarded as forming a chain of connection, so that neighbours in the chain share at least a q-face, are said to be „q-connected". This new relation, of being „q-connected", (at any given q-value) is an equivalence relation and so we can partition $KY(X)$ into dis-

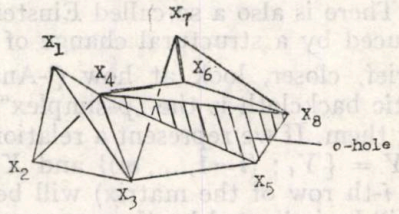


Fig. 1

joint components, or *q-connected components* (equivalence classes). The cardinality of the quotient set is denoted by Q_q and is the number of q-connected components of $KY(X)$. If we look for these Q_q, taking all the values of q, ($q = 0,\ldots, N$; $N = \dim K$), and order them as a vector $Q = \{Q_0, Q_1,\ldots, Q_q,\ldots, Q_N\}$, we say we have performed a *Q-Analysis* on $KY(X)$, where Q is called the *structure vector* of KY. This is the mirror of the *global* structure of the simplicial complex, reflecting the *global* connectivity of the complex. It overlooks the internal structure of any component of KY.

Referring to the numerical example of $KY(X;\lambda)$ and Fig. 1 we can obtain these Q_q values by inspection. Since there is only one σ_3, $<X_1X_2X_3X_4>$ we have $Q_3=1$. At the level of $q=2$ the separate components are $<X_1X_2X_3X_4>$, $<X_3X_4X_5>$, $<X_4X_6X_8>$ and $<X_6X_7X_8>$, no two of which are 2-connected. Thus $Q_2=4$. Since now Y_1 and Y_2 share a l-face, as do Y_4 and Y_6 but Y_3 and Y_5 are new l-simplices, we have again four separate components, $Q_1=4$, at $q=1$. At $q=0$ we have $Q_0=1$ since the complex K is in „one piece". We can put the results of this analysis in a compact form as follows :

q value	Q_q	q-connected components
$q=3$	$Q_2=1$	$\{Y_1\}$
$q=2$	$Q_2=4$	$\{Y_1\}$, $\{Y_2\}$, $\{Y_4\}$, $\{Y_6\}$
$q=1$	$Q_1=4$	$\{Y_1, Y_2\}$, $\{Y_3\}$, $\{Y_4, Y_6\}$, $\{Y_5\}$
$q=0$	$Q=1_0$	{all}

the structure vector is : $Q=\{1\ 4\ 4\ 1\}$, where the superscripts denote the q-values.

By regarding Y as the vertex set and X_j's as the names of simplices, we obtain the so called „conjugate complex", $KX(Y;\ \lambda^{-1})$. Since the incidence matrix is seldom a symetrical one $KX(Y)$ will have its own structure vector, different from that of the $KY(X)$.

Looking at the *local* structure of K we must see how every particular simplex is embeded in the whole structure, how eccentric it is, and also we must inspect each q-connected component in K to see if there is any q-connected chain closed in a q-loop, or so called q-hole. These q-holes behave in the multidimensional space similar with an opaque, impenetrable object in the 3-dimensional space.

Now, if we organize our data as a hierarchy of cover-sets, we represent the structure, say, at level N by $S(N)$, as the union of the two conjugate simplicial complexes, KY and KX, and refer to it as the „static back cloth", and denoted $S(N)$.

Against such a backcloth the dynamics associated with the systems must be found. If we take a complex KY there will usually be associated with it some sort of *traffic*. The same statical structure could sustain different kinds of traffic. Traffic could be of a general kind, such as investments in a set of activities distributed in space, or population distribution, vehicle density on routs, ageing of patients, intensity of symptoms, etc. When this traffic is represented by a set of numbers on the apropriate simplices we shall denote that set as a *pattern* on the KY. Thus, cash invested or population in a zone is traffic, and when we count them we obtain the pattern which represent them. Thus the dynamics on the backcloth will consist of traffic of all things which vary in the time periods which are short relative to changes in K itself, except that we must specify : (i) traffic on $S(N)$ $(\equiv KY)$ must be determined by the vertex set ; (ii) traffic can be represented by a *pattern* which is a set function $\pi : Y \to J$ (J being some number system). Since the collection of simplices contain simplices of various dimensions, any pattern π can be written

$$\pi=\pi^0 \oplus \ldots \oplus \pi^t \oplus \ldots \oplus \pi^N,\ (N=\dim K),$$

where π^t denotes that set of numbers contained in π but attached exclusively to the t-simplices of KY ; in this form we say that π is dimensionally *braded*. The symbol $\oplus$ is the „direct sum" and it means that the separate graded terms can only be added grade by grade. It is important to underline that traffic on one complex is subtly dependent on traffic on the other.

Now, the most interesting aspect of the Q-Analysis is revealed when we are looking at changes of patterns, in some time interval $T_i(T_i < T_*)$,

denoted by $\delta\pi$. Changes in π is identified with *forces* in the structure and this is analogous to the idea that change in velocity (a l-pattern) in physics is equivalent to a force (a l-force). Then, we call these *structural forces*. Since π is graded $\delta\pi$ will be graded, too :

$$\delta\pi = \delta\pi^0 \oplus \ldots \oplus \delta\pi^t \oplus \ldots \oplus \delta\pi^N, \ (N = \dim K),$$

where $\delta\pi^t$ is a measure of a *t-force* in $KY(X)$. The intensity of a t-force is the ratio $(\delta\pi^t/\pi^t)$ on some simplex σ_t. When this ratio is positive we speak of the traffic, represented by π^t, being a t-force of *attraction*, and when is negative, of a t-force of *repulsion*.

The most important aspect of Q-Analysis is when we look to the interdependence between pattern changes, $\delta\pi$, and the underlying topological connectivity of the static backcloth $S(N)$. Pattern changes must adjust themselves so as to be compatible with the geometrical constraints *inherent* in the connectivity structure of $S(N)$. Let's explain ourselvs. So, let's take a t-pattern as a set of values attached to each σ_t^i in a complex K. If the sum of all these values could be constant on some larger intervals, a t-pattern change, $\delta\pi^t$, means that there are some shorter ones at which these values of π^t undergo a *redistribution* among the different σ_t^i. This redistribution could be effectively contemplated as a flow of numbers through the complex K from one t-simplex to another t-simplex, and we could call this a *traffic flow*. A very important point is that a „free" traffic flow or a free change in the t-pattern, $\delta\pi^t$, (by free is meant that it is structurally free — there is enough „geometry" to carry it) is only possible if the structure of $S(N)$ is adequately connected. That is, a $\delta\pi^t$ exists freely, without internal constraints, only if the structure is at least $t+1$ connected. Or, to put other way, we could contemplate a free t-traffic flow only if the t-simplices, σ_t^i, are t-connected, that is, if they are faces of suitable σ_p, with $p > t$. This condition is natura'ly satisfied inside the t-connected components of the K. So, q-traffic experiences zero obstruction to flow (change) in any one component, q-connected, of K, but is absolutely *obstructed* between distinct components. Therefore, the effective obstruction to forming $\delta\pi^t$ is measured by $Q_t - 1$, and is the component $\hat{Q}_t$ of $\hat{\mathbf{Q}}$, called *obstruction vector*. It gives in fact, the number of gaps between the distinct q-connected components. This obstruction is a property of the geometry, connectivity, of the complex K. Here it is so, a precise way to define the *rigidity* or the flexibility *inherent* in the structure of a system.

So, the dynamics of the system is only that one permitted by the inherent topological structure of the static backcloth $S(N)$. But, what we are interested in, is more than that. Development, of interest to us here, is related to structural change, that is, change of the backcloth itself. Let's denote that change by δS. The backcloth could change by removing or adding vertices and by removing or adding connections between these vertices. These operations drastically change the topological connectivity of the $S(N)$ and so the obstruction vector, or the local structure.

Now, the most fascinating thing is the study of the subtle interplay between $\delta\pi$ and δS during the course of development. In fact, we could contemplate chains of $\delta S \to \delta\pi \to \delta S \to \delta\pi \ldots$ as a sort of multidimensional

feedback loops, $\delta S \rightleftarrows \delta\pi$, in an expanding multidimensional geometry. In this interplay the most obvious to understand is the fact that the changes in the structure (warping the geometry via δ), δS, induce t-forces on all existing traffic. These new patterns $(\pi+\delta\pi)$ can be regarded as defined on the new geometry $K'=K\cup\delta K$. We watch an $\delta S \rightarrow \delta\pi$ interaction. Think to the case when we remove some vertices or add some others. More delicate is the study of $\delta\pi \rightarrow \delta S$. The simpler case is when some pattern increase on a certain simplex at its full capacity makes it to be blocked, as if it is removed, and the process proceeds by a new equilibrium by $\delta S \rightarrow \delta\pi$.

Now, the most fascinating question is : how new vertices come into being ? And that without the interference of a higher level, inexisting in the case of emergence of entirely new structures, by self-generation, as in the development process by geometry expansion. If we dare to adventure on this path suddenly all the picture become very complex. This is due to the fact that we need in that case to take into account more than one level, since development is deploying by the interplay between a number of different successive levels. In this hierarchical picture a vertex at one level, say $N+1$, is a set of vertices at a lower level, say N. If the set at the N level splits into more distinct sets, even if overlapping, that means that we shall contemplate at $N+1$ level a fragmentation of the corresponding vertex. So, at level $N+1$ the new vertices make up at some moments new simplices to be taken as vertices at another higher level. And so on. Then, we can watch a sort of *hierarchical fragmentation and recombination* process by which the geometry expands and become more and more complex. In this process we should think also to the contribution of structure replication allowed in open systems by the flow of matter. Here we must look very carefully at some $\delta\pi \rightarrow \delta S$ interaction.

The full *hierarchical picture* will be get, therefore, if we take into account the fact that : (i) vertices at some level are sets of vertices at lower levels; (ii) the family of patterns on the same static backcloth differ among them regarding the time intervals within which they are constant and changing in longer intervals, but of course, shorter than T_0. This gives rise to a dynamical hierarchy of patterns. We could have a sequence $T_1<T_2<\ldots<T_i<$ $<T_{i+1}<\ldots<T_0$ $(=T_\infty)$. So, at T_i level π is constant in T_i time interval and variable in T_{i+1}. In this framework we see that (a) if π^t is a pattern at T_r-level, then (b) $\delta\pi^t$ is a t-force experienced at the T_{r+1} - level. That is, changes in $\pi(T_r)$ can only be observed at T_{r+1} - level ; (iii) entities which are contributing to a traffic at some level, could be themselves static backcloth at another levels (generally lower) giving also a hierarchy of static backcloths. All these take together make possible the fact that a $\delta\pi$ at one level may induce a δS at another level (or levels) and a δS at some level may be perceived at another levels as a $\delta\pi$. Therefore, between levels take place all kinds of chain interplays $\delta\pi\rightarrow\delta S\rightarrow\delta\pi\rightarrow\ldots$ which could be of an equilibrating, fluctuating or deviation-amplifying nature. To disentangle all the multidimensional feedback loops possible in this hierarchical framework it is needed longer reports. Here, let's at least, be aware of its im-

portants. Do you see what large windows are opened to research by adopting such a structural language ? So, in the next part of this paper we shall adopt and use this language to deal with some important problems in the field of planning regional development.

Received, November 16, 1981

Polytechnic Institute, Jassy, Department of Architecture

REFERENCES

1. Agoston M. K., *Algebraic Topology. A First Course*. M. Dekker, N. Y., 1976.
2. Atkin R. H. *An Introduction to Structure and Urban Design*. No. 1, 2&3; *Environment and Planning*, B, Vol 1 & Vol. 2, 1974.
3. Atkin R. H., Casti J. *Polyhedral Dynamics and the Geometry of Systems*. IIASA, RR-77-6, Luxenburg, Austria, 1977.
4. Atkin R. H., *Q-Analysis. Theory and Practice*. The study of East Anglia — 6, Res. Rep. X, University of Essex, 1977.
5. Dunn E. Jr., *The Development of the U.S. Urban System*. The Johns Hopkins Univ. Press, Baltimore, U.S.A.
6. Gould P., *A Structural Language of Relations*. The Pennsylvania State University, USA, 1979.
7. Gould P., *Polyhedral Dynamics : an Introduction for the Social Scientists, Geographers and Planners*. The Pennsylvania State University, USA, 1979.
8. Holtier S., *Structural Change in Spatial Systems and a Structural Language to Manage It*. Internal Conf. : „Structural Economic Analysis and Planning in Time and Space", Umea University, Sweden, 1981.
9. Holtier S. *Introducere în Analiza-Q. Un limbaj structural pentru studiul sistemelor complexe*. Mimeo, ICPROM, Iaşi, Jassy, Romania, 1981.
10. Schreider Ju. A., *Equality, Resemblance and Order*. Mir Publ., Moscow, 1975.

STUDIUL TRANSFORMĂRILOR STRUCTURALE ÎN SISTEMELE URBANE ŞI TERITORIALE CU AJUTORUL ANALIZEI - Q

I. Introducere în conceptele Analizei – Q

(Rezumat)

Se încearcă abordarea unei „algebre" a transfformărilor structurale în sistemele urbane şi teritoriale, considerate ca sisteme complexe. Pentru o înţelegere şi descriere adecvată a acestor transformări, caracteristice proceselor de dezvoltare, este necesar un „limbaj structural" corespunzător. Un astfel de limbaj se dovedeşte a fi Analiza-Q, elaborată de Prof. Ron Atkin, de la Universitatea Essex, Anglia. Articolul cuprinde o scurtă introducere în Analiza-Q şi utilizarea ei în studiul unor probleme specifice ale planificării dezvoltării sistemelor urbane şi teritoriale.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXVIII (XXXI), Fasc. 3—4 1981
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

C. Z. 666.8/.9

REZISTENȚA UNOR LIANȚI CU CONȚINUT MARE DE ZGURĂ LA COROZIUNEA COMPUȘILOR CU AZOT

DE

ALINA GORINCIOIU

1. Considerații generale

În mediile agresive, specifice industriei îngrășămintelor cu azot, elementele de construcții din mortare și betoane cu ciment silicios sînt supuse unui intens proces de coroziune. Agenții corosivi predominanți sînt oxizii de azot și amoniacul gazos care acționează asupra elementelor de construcții în prezența umidității atmosferice. De la turnurile de granulare se degajă pulbere de azot de amoniu și de uree care se depune pe suprafețele de beton și mortar.

Pierderile accidentale de vapori, gaze și lichide corosive din instalațiile tehnologice sau o ventilație necorespunzătoare nu permit cunoașterea cu precizie a concentrațiilor mediilor corosive și aprecierea justă a gradului de agresivitate față de elementele de mortar și beton.

Procesele de corosiune se amplifică datorită variațiilor de temperatură și de umiditate ale mediului.

Coroziunea betonului sub acțiunea ionului azotat, fenomen semnalat relativ recent și mai puțin studiat la noi în țară, a impus luarea unor măsuri complexe de protecție atît pentru lucrările deja existente cît și pentru noile obiective ale industriei îngrășămintelor chimice.

Se cunoaște comportarea bună în condiții variate de coroziune a cimenturilor cu adaosuri active: cenușe bazice de termocentrală și zguri bazice granulate de furnal [1] ... [3].

Actuala criză energetică mondială și necesitatea utilizării unor deșeuri ce se acumulează în mari cantități au determinat ca utilizarea lianților cu puțin clincher de ciment și cu conținut ridicat de zgură sau cenușe să capete o importanță crescîndă.

În lucrare se prezintă unele rezultate privind comportarea, în condițiile specifice coroziunii provocată de acidul azotic și de azotatul de amoniu, a unor mortare de ciment cu conținut ridicat de zgură de furnal ($\geqslant 80\%$).

2. Caracteristicile materialelor utilizate în studiu

Liantul folosit, realizat experimental, a fost constituit din 80% zgură de furnal bazică granulată de la Galați, 15% clincher portland de la Fieni și 5% ghips de Aghireș.

Compoziţia chimică a clincherului, zgurii şi ghipsului se prezintă în tabelul 1. Cu aceste date s-au calculat compoziţia mineralogică şi modulii clincherului portland precum şi indicii care definesc activitatea hidraulică a zgurii metalurgice, folosindu-se relaţiile cunoscute din literatură [4], [5]. Valorile obţinute sînt prezentate în tabelul 2.

Tabelul 2

Compoziţia mineralogică, modulii şi indicii de activitate

Zgură de furnal, Galaţi			Clincher portland, Fieni						
Ib	*Ical*	*Ia*	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	M_{Si}	M_{Al}	*Gs*
1,48	1,58	5,63	56,20	18,90	11,00	10,30	2,14	1,87	0,96

Caracteristicile fizico-mecanice ale liantului experimental zgură—clincher portland sînt redate în tabelul 3.

Se constată că liantul a fost adus la o fineţe de măcinare înaintată (4 500 cm^2/g), ceea ce exercită o influenţă pozitivă asupra rezistenţelor mecanice chiar dacă zgura utilizată are o capacitate hidraulică scăzută.

Întărirea liantului este lentă, valorile începutului şi sfîrşitului de priză se încadrează în limitele obişnuite pentru cimenturile cu $\geqslant 80\%$ adaos.

Prezenţa ghipsului, pe lîngă efectul de reglare a prizei, exercită şi o acţiune de activare a întăririi zgurii.

Căldura de hidratare la 3 şi 7 zile are valori reduse ca urmare a slabei exotermii a zgurii.

Rezistenţele mecanice pe mortare plastice 1 : 1,5 fără adaos de activator, au valori moderate.

3. Condiţii de experimentare. Epruvete, medii corosive

S-au supus coroziunii compuşilor cu azot probe confecţionate din mortar cu liant de clincher şi 80% zgură, cu un dozaj liant : nisip de 1 : 1,5, dată fiind întărirea lentă a acestui liant.

S-au realizat probe din liant de clincher şi zgură fără activator cît şi din liant, cu activator bazic, var şi clorură de calciu cu acelaşi dozaj (1 : 1,5).

Varul s-a introdus în mortar sub formă de pastă de consistenţă 12 cm, în proporţie de 10% faţă de ciment iar clorura de calciu sub formă de soluţie 20%, în proporţie de 3% faţă de ciment, în apa de amestecare a mortarului

În toate cazurile, raportul A/C, stabilit experimental, a asigurat o consistenţă slab plastică, cu o pătrundere a conului etalon de 4,0 ... 4,5 cm.

Pentru a pune în evidenţă comportarea diferită a mortarului de liant cu conţinut mare de zgură s-au confecţionat în paralel probe cu ciment fără adaos, de tip BSS, considerat ca nerezistent la coroziunea compuşilor cu azot.

Tabelul 1

Co mpoziția chimică a liantului de zgură

Compoziția %	P.C.	SiO_2 insolubil	A_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	MnO	TiO_2	Na_2O	K_2O	Insolubile	$CaSO_4 + 2H_2O$	$CaSO_4$	$MgCO_3$
Zgură Galați	—	40,30	6,94	0,07	43,03	5,29	0,20	1,00	0,30	0,41	0,45	1,20	—	—	—
Clincher Fieni	3,25	21,56	6,40	3,42	65,30	1,70	0,12	—	0,26	0,52	0,81	0,32	—	—	—
Ghips Aghireș	—	0,08	0,09	0, 1	32,83	0,09	66,94	—	—	0,04	0,02	—	97,36	2,74	0,18

Tabelul 3

Caracteristicile liantului de zgură

Suprafața specifică cm^2/g	Densitatea g/cm^3	Apa pastei de consistență normală %	Priza		Const. de volum pe turte	Căldura de hidratare cal/g		Rezistențe mecanice daN/cm^2	
			început	sfîrșit		3 zile	7 zile	R_c 28 zile	$R_{ît}$ 28 zile
4 500	2,9	32	3 h 15′	7 h	bună	27	34	210,0	64,5

Tabelul 1

Compoziția chimică a fiecărui din zgură

Componenta %	P.C.	SiO_2 insolubil	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	TiO_2	MnO	Na_2O	K_2O	Imp. insolubile	$CaSO_4 + 2H_2O$	$CaSO_3$	$MgCO_3$
Zgură Oțelării Cimelor	—	40,70	6,94	0,07	45,03	5,29	0,20	0,30	1,00	0,41	0,43	1,20	—	—	—
" Ficoni Chiliya	0,25	21,56	6,40	3,42	62,20	1,70	0,12	—	0,24	0,32	0,81	0,32	—	—	—
Aghiresu	—	0,08	0,05	0,1	33,85	0,59	55,94	—	—	0,01	0,02	—	97,36	2,74	0,18

Tabelul 3

Caracteristicile fizico-mecanice ale zgurii

Suprafața specifică cm²/g	Densitatea g/cm³	Apa pentru consistență normală %	Priza		Cantit. de volum pentru turtă	Clădura de hidratare cal/g		Rezistențe mecanice daN/cm²	
			început	sfârșit		3 zile	7 zile	R_c 28 zile	R_{fl} 28 zile
4 500	2,9	32	3 h 15'	9 h	bună	27	34	210,0	61,5

Agregatul folosit a fost nisipul cuarțos poligranular, cu patru fracțiuni, STAS 7 727-71.

Din mortarele plastice s-au confecționat, prin vibrare, epruvete prismatice de $20 \times 20 \times 120$ mm, care au fost introduse în mediile corosive după o maturare prealabilă de 28 zile în apă potabilă, ținînd seama de reacțiile mai lente ale zgurii.

Drept medii corosive s-au folosit soluții de azotat de amoniu, de concentrație 3% și 5% și de acid azotic cu pH = 1 și cu pH = 3, avînd în vedere că aceste soluții constituie agenții agresivi cei mai răspîndiți în incinta combinatelor de îngrășăminte cu azot.

Raportul volum epruvetă/volum soluție agresivă a fost de 1/5, soluțiile înlocuindu-se periodic.

S-a adoptat metoda imersiei totale a probelor în mediul corosiv, dat fiind faptul că se propune utilizarea acestor lianți pentru elemente subterane sau care vin mereu în contact cu mediul umed : fundații, rezervoare, tuburi de canalizare.

Înainte de introducerea în soluțiile agresive și înainte de efectuarea încercărilor mecanice, probele s-au cîntărit și măsurat pentru calcularea pierderilor de masă și a eventualelor alungiri. În paralel s-au încercat probe martor confecționate din aceleași compoziții dar păstrate în apă potabilă.

Încercările s-au efectuat la diferite termene, de pînă la 2 ani.

4. Rezultate experimentale

În graficele din fig. 1 și 2 se prezintă evoluția în timp a rezistențelor mecanice ale probelor de mortar de ciment etalon BSS și ale probelor de mortar de liant cu zgură, imersate în medii agresive, în comparație cu probele martor din aceleași mortare păstrate în apă potabilă.

Din examinarea acestor grafice precum și din observațiile vizuale efectuate periodic asupra probelor se constată că mortarele de ciment etalon, tip BSS, sînt puternic corodate de soluțiile de acid azotic, care distrug liantul (fig. 3).

Mortarul devine sfărîmicios, agregatul vizibil la suprafață se desprinde cu ușurință.

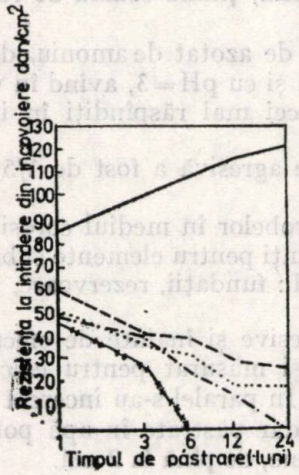
În secțiune, zona exterioară atacată, de culoare brun roșietică, se diferențiază net de zona centrală încă neatacată. Aceste probe sînt, practic, distruse după 6 luni de imersare în soluție de acid azotic cu pH = 1 și după 2 ani de păstrare în acid azotic cu pH = 3.

La probele cu liant de clincher și zgură, deși rezistențele inițiale sînt mai mici, debutul fenomenelor de coroziune este întîrziat. Formarea unor precipitate albe gelatinoase, rezultate în urma descompunerii componenților de rezistență ai liantului de către agentul corosiv, are loc mult mai greu și în cantitate redusă.

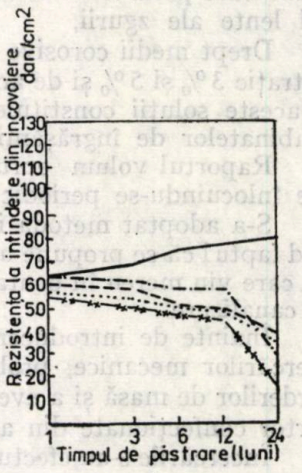
Aspectul exterior al probelor nu s-a modificat esențial (fig. 4). După doi ani de imersare în soluții de acid azotic, rezistențele mecanice sînt încă apreciabile (150 daN/cm^2—rezistența la compresiune a probelor în acid azotic pH = 1, fără activator).

În toate cazurile rezistențele la întindere din încovoiere sînt mai puternic afectate de coroziunea compușilor cu azot decît rezistențele la com-

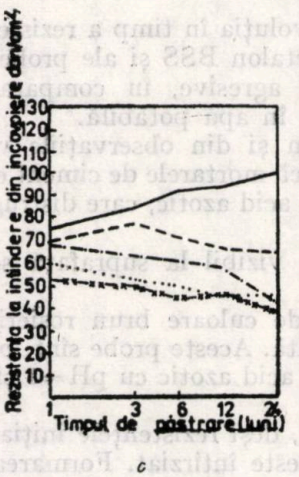
presiune. Această comportare se explică prin creşterea componentei gelice a liantului de zgură în urma fenomenelor de coroziune şi modificarea structurii gelurilor de hidrosilicaţi de calciu prin dizolvarea şi levigarea hidroxidului de calciu de către agentul corosiv.



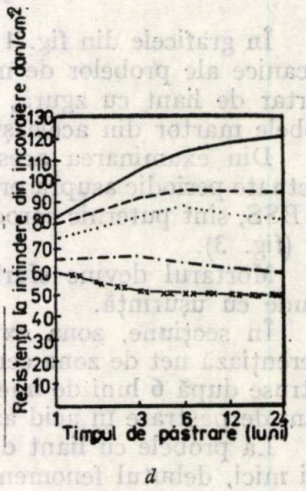
a



b



c



d

Fig. 1. — Rezistenţa la întindere din încovoiere a mortarelor din ciment : *a* — etalon, *b* — cu zgură, *c* — cu zgură şi pastă de var, *d* — cu zgură şi $CaCl_2$; medii de păstrare : — apă, potabilă, — — — soluţie 3% NH_4NO_3, — . — . — soluţie pH = 3 HNO_3, ... soluţie 5% NH_4NO_3, × × × — soluţie pH = 1 HNO_3.

Scăderea rezistenţelor mecanice este evidentă chiar din primele şase luni de păstrare în soluţiile agresive în cazul probelor din ciment BSS, pe cînd la probele de ciment cu zgură această scădere este marcată abia după 12 luni.

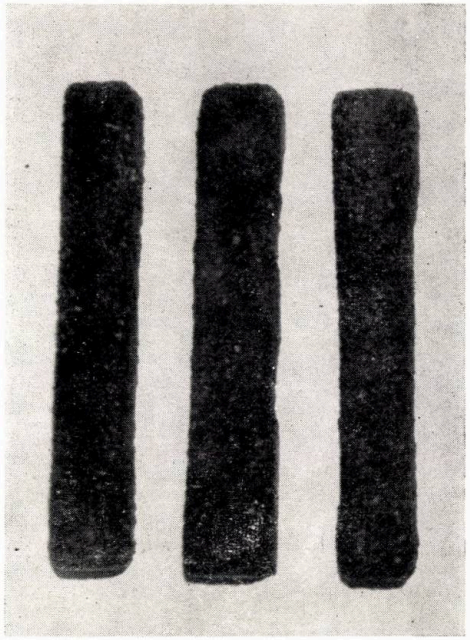


Fig. 3. — Probe de mortar cu ciment BSS păstrate timp de șase luni în acid azotic cu pH = 3.

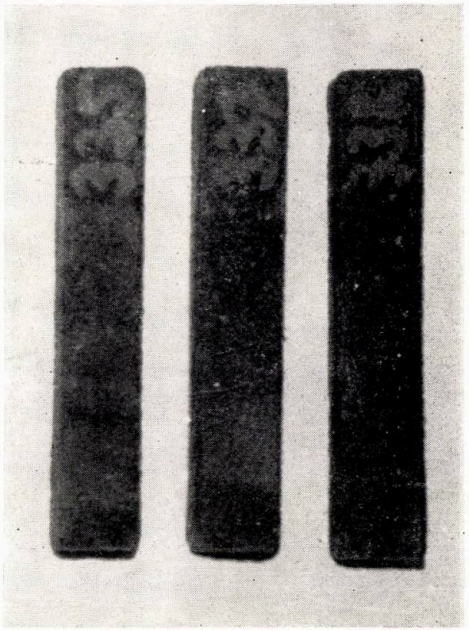


Fig. 4. — Probe de mortar de ciment cu zgură, păstrate doi ani în acid azotic cu pH = 1.

Activatorul var—pastă introdus în mortarul de ciment cu zgură, deși determină o creștere a rezistențelor inițiale, nu modifică esențial comportarea acestuia la coroziunea soluțiilor de acid azotic cu pH=1 și cu pH=3. Totuși, se remarcă o oarecare creștere, mai ales a rezistenței la compresiune,

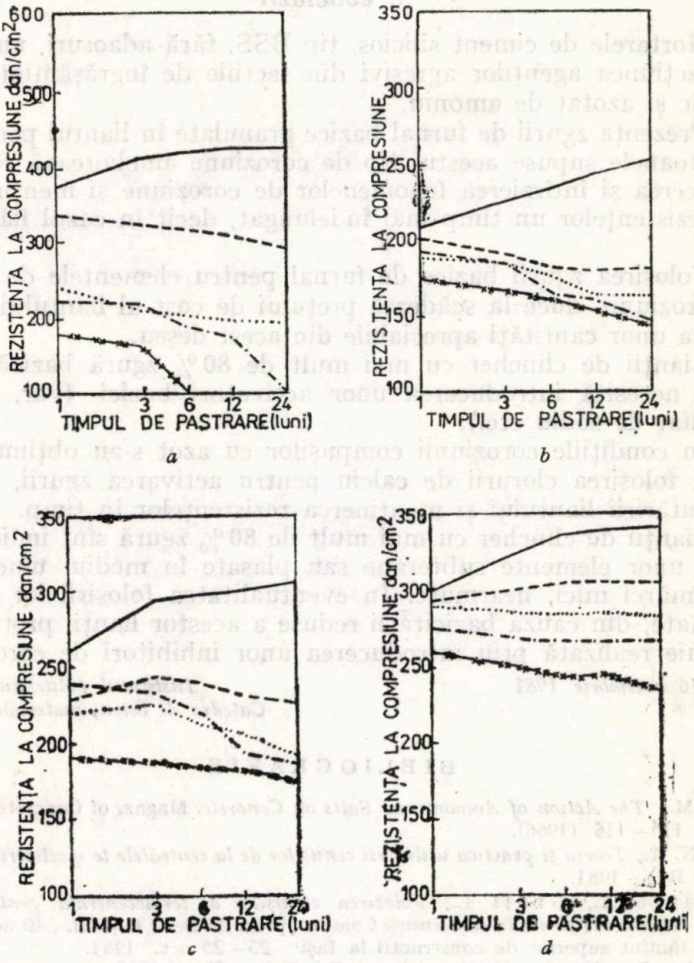


Fig. 2. — Rezistența la compresiune a mortarelor din ciment : *a* — etalon, *b* — cu zgură *c* — cu zgură și pastă de var, *d* — cu zgură și $CaCl_2$; medii de păstrare : — apă potabilă, — — — soluție 3% NH_4NO_3, — . — . — soluție pH = 3 HNO_3, ... soluție 5% NH_4NO_3, × × × soluție pH = 1 HNO_3.

a probelor în azotat de amoniu de concentrație 3% și 5% în primele șase luni de păstrare (fig. 2 *c*), fapt nesemnalat la probele fără activator.

Cel mai bine s-a comportat activatorul soluție de $CaCl_2$. Aspectul exterior și în secțiune nu s-a modificat pînă în momentul încercării. Nu s-a observat desprinderea agregatului iar produsele formate în urma coroziunii sînt reduse cantitativ.

Rezistențele la 28 de zile s-au menținut aproape constante în timp, în cazul păstrării în soluțiile de acid azotic și au crescut chiar în primele 12 luni de păstrare în azotat de amoniu, apropiindu-se de valorile realizate de probele martor în apă potabilă.

5. Concluzii

1. Mortarele de ciment silicios, tip BSS, fără adaosuri, nu sînt rezistente la acțiunea agenților agresivi din secțiile de îngrășăminte cu azot : acid azotic și azotat de amoniu.

2. Prezența zgurii de furnal bazice granulate în liantul pentru mortarele și betoanele supuse acestui tip de coroziune ameliorează comportarea prin reducerea și întîrzierea fenomenelor de coroziune și menținerea constantă a rezistențelor un timp mai îndelungat, decît în cazul liantului fără zgură.

3. Folosirea zgurii bazice de furnal pentru elementele de construcții supuse coroziunii duce la scăderea prețului de cost al liantului și permite reutilizarea unor cantități apreciabile din acest deșeu.

4. Lianții de clincher cu mai mult de 80% zgură bazică de furnal granulată necesită introducerea unor activatori bazici (var, clorură de calciu, sulfat de sodiu etc.).

5. În condițiile coroziunii compușilor cu azot s-au obținut rezultate bune prin folosirea clorurii de calciu pentru activarea zgurii, accelerarea prizei și întăririi liantului și menținerea rezistențelor în timp.

6. Lianții de clincher cu mai mult de 80% zgură sînt indicați pentru realizarea unor elemente subterane sau plasate în mediu umed, din betoane de mărci mici, nearmate. În eventualitatea folosirii lor pentru betoane armate, din cauza bazicității reduse a acestor lianți, protecția armăturii trebuie realizată prin introducerea unor inhibitori de coroziune.

Primită la 16 noiembrie 1981

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de beton, materiale și tehnologie

BIBLIOGRAFIE

1 Lea F. M., *The Action of Ammonium Salts on Concrete.* Magaz. of Concrete Res., 17, 52, 115—116 (1966).
2. Voina N. I., *Teoria și practica utilizării cenușilor de la centralele te moelectrice.* Ed. Tehn., Buc., 1981.
3. Gorincioiu A., Groll L., *Folosirea cenușilor de termocentrală pentru mortare și betoane rezistente la coroziune.* Comun. prez. la Ses. t. jubil. „40 de ani de învățămînt superior de construcții la Iași". 23—25 oct. 1981.
4. Solacolu Ș., *Chimia silicaților tehnici.* Ed. Tehn., Buc., 1957.
5. Teoreanu I., *Bazele întăririi lianților anorganici.* EDP, Buc., 1972.

STRENGTH OF SOME BONDS WITH A LARGE DROSS CONTENTS AT THE CORROSION OF NITROGEN COMPOUNDS

(Summary)

The time evolution of mechanical strength of some mortar prisms immersed in ifferent concentrations solutions of nitrogen acid and ammonium nitrite is studied. The experiemented bond did contained 80% blast furnace dross, 15% clinker with siliceous cement and 5% gypsum. The best results were obtained by using calcium chloride as stimulant. During two years conservation into corrosive solutions the mechanical strengths remained constant or suffered a very ittle diminution.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4, 1981
Secția V
CONSTRUCȚII. ARHITECTURĂ

D. C. 628.1

THE STUDY OF TWO FILTERS SERIES

BY

EMANOIL BÂRSAN, VIOREL ARNĂUTU and CONSTANȚA BÂRSAN

1. General Considerations

For water using in industry it must be assured as nearly integral separation of the particles being in suspension in the bearing liquid. This fact may be achieved by a double filtration.

From the existing multitude of models for water filtration, in this study it will be used the macroscopic model of attachment—detachment process, presented in [1].

The filtration process, considered as a macroscopic one, belongs to a family of attachment—detachment process, is modeled by the equations :

a) The mass transfer equation :

$$(1) \qquad v\frac{\partial C}{\partial x}+\frac{\partial \sigma}{\partial t}=0 \quad \text{or} \quad (2) \qquad \frac{\partial C}{\partial x}+\frac{\partial \sigma}{\partial V}=0.$$

b) The kinetic equation of filtration :

$$(3) \qquad \frac{\partial \sigma}{\partial t}=k_1 vC(F-\sigma)-k_2\sigma J \quad \text{or} \quad (4) \qquad \frac{\partial \sigma}{\partial V}=k_1 C(F-\sigma)-k_2\frac{\sigma}{K},$$

where : C represents the concentration of suspension per volume unity ; x — the bed depth ; σ — the amount of material attached per unit volume by the sand bed ; v — the filtration rate ; $V=vt$ — the volume of liquid which passes through a unit filter area in time t ; k_1 — the attachement coefficient ; k_2 — the detachement coefficient ; F — the theoretical filter capacity, i.e. the amount of retained material per unit of bed volume which coud clog the pores completly ; J — the hydraulic gradient ; $K=v/J$ — the permeability coefficient of the clean bed, indicating the clog degree of the filter.

In [2] it is found and it is experimentally proved the following expression for K :

$$(5) \qquad K=K(\sigma)=K_0[1-(\sigma/F)^{1/2}]^3,$$

in which K_0 is the permeability coefficient of the bed at the beginning of the filtration process.

The solution of filtration Eqs. (2) and (4) consists in establishing the concentration of effluent C and the specific deposit σ as functions of t and the bed depth x. Then it is possible to calculate the loss of head as a function of σ.

The solving methodology of Eqs. (2) and (4) is shown in [1] and [3].

2. The Two Filter Series Optimization

To establish the filter type, the filtration rate, the depth and granulometry of the filtrant bed as the coagulant necessary to the two filtres series, it was applied twice in series the programme for solving the filter equation presented in [1]. First, for a concentration of suspension of 50

Table 1

$C_0=0.05$ mg/cm³, $v=1\,000$ cm/h, $d_{ec.}=0.7$ mm, $p=0.363$, $K_0=430.70$ cm/h, $F=32.57$ mg/cm³, $k_1=0.0048$ cm²/mg, $k_2=0.00404$ h^{-1}; $\sigma_i=2.19...7.97$ mg/cm³ after 60 h

L cm	t h	σ mg/cm³	C mg/cm³	C/C_0	h cm
100	0	0	0.0113	0.20	232.15
	6	0.51	0.0119	0.23	434.90
	12	1.06	0.0140	0.28	587.89
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
90	0	0	0.0122	0.24	208.90
	6	0.59	0.0138	0.27	399.64
	12	1.22	0.0160	0.32	544.57
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
80	0	0	0.014	0.28	185.00
	6	0.68	0.016	0.32	363.00
	12	1.41	0.018	0.36	498.00
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
70	0	0	0.016	0.33	162.00
	6	0.79	0.018	0.37	325.00
	12	1.62	0.021	0.42	450.00
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
60	0	0	0.019	0.39	139.00
	6	0.92	0.021	0.42	285.00
	12	1.86	0.024	0.48	399.00
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.

Table 2

$C_0 = 0.05$ mg/cm³, $v = 700$ cm/h, $d_{ec.} = 0.7$ mm, $p = 0.363$, $K_0 = 416.2$ cm/h, $F = 31.0$ mg/cm³, $k_1 = 0.0081$ cm³/mg, $k_2 = 0.00216$ h^{-1}; $\sigma_i = 3.47 \ldots 10.81$ mg/cm³ after 60 h.

L cm	δ cm	σ mg/cm³	C mg/cm³	C/C_0	h cm
100	0	0	0.0040	0.081	167
	6	0.33	0.0048	0.097	340
	12	0.81	0.0060	1.121	496
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
90	0	0	0.0052	0.10	150
	6	0.42	0.006	0.123	316
	12	0.91	0.0076	0.153	496
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
80	0	0	0.0067	0.134	133
	6	0.53	0.0078	0.157	291
	12	1.15	0.0096	0.193	438
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
70	0	0	0.0086	0.172	117
	6	0.68	0.0100	0.201	263
	12	1.46	0.0121	0.243	405
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
60	0	0	0.011	0.221	100.0
	6	0.87	0.012	0.255	237
	12	1.96	0.015	0.300	368
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.

mg/dm³ (0.05 mg/cm³) and then for a particle concentration in an equal suspension with the effluent from the first step of filtration (taken for safety 10 mg/dm³ = 0.01 mg/cm³).

There were chosen contact filtres. The coagulant used is $Al_2(SO_4)_3$.

Using the given data by [2] concerning the practical (σ_u) and theoretical (F) capacities of the filter bed for different filtration rate and equivalent diameters of the granules there were set out K_0, k_1, k_2 for the filtration run.

For the hydraulic gradient at the filtration starting point, the following relation was used:

$$J = \frac{h}{L} = 0.188 \nu m^2 v \frac{(1-p)^2}{d_{ec}^2 \cdot p^3}, \quad (6)$$

where : $\nu = 1.31 \times 10^{-6}$ m²/s — kinematic viscosity ; $m = 1.4$ — the shape coefficient of the granule, v — filtration rate, p — porosity coefficient, $d_{ec.}$ — equivalent diameter.

The initial permeability coefficient was determined by the relation :

$$K_0 = \frac{v}{J}. \tag{7}$$

The coefficients k_1 and k_2 were calibrated by a very long filtrationl run ($T = 60$ h) for $d_{ec.} = 0.7$, $p = 0.358$ ... 0.363, $F = 30.26$ ... 32.57 (theoretical capacity of the filter), $\sigma_u = 7.2$ ... 11.72 (practical capacity of the filter) and the filtration rates of 1 000 cm/h (10 m/h), 700 cm/h (7 m/h) and 500 cm/h (5m/h).

Table 3

$C_0 = 0.05$ mg/cm³, $v = 500$ cm/h, $d_{ec.} = 0.7$ mm, $p = 0.358$, $K_0 = 406.81$ cm/h, $F = 30.26$ mg/m³, $k_1 = 0.00133$ cm²/mg, $k_2 = 0.0012$ h⁻¹; $\sigma_t = 5.38$ ... 13.56 mg/cm³ after 60 h.

L cm	t h	σ mg/cm³	C mg/cm³	C/C_0	h cm
100	0	0	0.0008	0.017	123
	6	0.122	0.0011	0.027	264
	12	0.282	0.0015	0.031	428
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
90	0	0	0.0013	0.026	110
	6	0.182	0.0017	0.034	249
	12	0.419	0.0023	0.046	410
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
80	0	0	0.0019	0.039	98
	6	0.27	0.0025	0.050	232
	12	0.62	0.003	0.068	392
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
70	0	0	0.0029	0.059	86
	6	0.40	0.0037	0.075	215
	12	0.91	0.005	0.101	371
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
60	0	0	0.0044	0.089	73
	6	0.59	0.0056	0.110	197
	12	1.35	0.0073	0.147	347
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.

The coefficient values k_1 and k_2 are shown in Tables 1 ... 3.

In these tables there are shown the specific sediment (σ), [mg/cm^3], the effluent concentration (C), [mg/cm^3], C/C_0 and loss of head in the filter for the bed depth of $L=100$ cm ; 90 cm ; 80 cm ; 70 cm ; 60 cm and filtration runs of 12 h.

Table 4

$C_0 = 0.05$ mg/cm^3, $v = 500$ cm/h, $d_{ec.} = 1.4$ mm, $p = 0.357$, $K_0 = 1\,267$ cm/h, $F=25.0$ mg/cm^3, $k_1 = 0.00133$ cm^2/mg, $k_2 = 0.00120$ h^{-1}; $\sigma_t = 0.97 \ldots 8.058$ mg/cm^3 after 12 h.

L cm	t h	σ mg/cm^3	C mg/cm^3	C/C_0	h cm
10	0	0	0.0017	0.035	39
	6	0.196	0.0021	0.043	92
	12	0.437	0.0027	0.054	156
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
90	0	0	0.0025	0.050	35
	6	0.27	0.0030	0.060	86
	12	0.60	0.0038	0.076	150
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
80	0	0	0.0034	0.069	32
	6	0.38	0.0042	0.084	81
	12	0.83	0.0052	0.104	143
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
70	0	0	0.004	0.097	27
	6	0.52	0.005	0.117	75
	12	1.15	0.007	0.144	131
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
60	0	0	0.0068	0.136	23
	6	0.73	0.0081	0.162	68
	12	1.75	0.0090	0.190	125
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.

It is noticed that begining from $T=18$ h the filter not practically retain suspensions existing in water.

Because the loss of head are great, in Table 4 there were calculated σ, C, C/C_0 and h for a filter with $d_{ec.} = 1.4$, $C=0{,}05$ mg/cm^3 and $v=500$ cm/h.

There were obtained for depths of the filter bed comprised betwen 100 ... 60 cm, the values of C between the limits 0.0027 ... 0.0009 mg/cm^3

(2.7...9 mg/dm³) and the loss of head comprised between 156 ... 125 cm for a filter run of 12 h.

For the second step of filtration it was started with a concentration $C=0.01$ mg/cm³ (10 mg/dm³) and it was imposed a filtration rate of 500 cm/h together with other corresponding calibrated constants.

Table 5

$C_0 = 0.01$ mg/cm³, $v = 500$ cm/h, $d_{ec} = 0{,}5$ mm, $p = 0.356$, $K_0 = 208.33$ cm/h, $F = 30.26$ mg/cm
$k_1 = 0.00133$ cm²/mg, $k_2 = 0.00120$ h^{-1}; $\sigma_i = 0.78 \ldots 5.65$ mg/cm³ after 20 h.

L cm	t h	σ mg/cm³	C mg/cm³	C/C_0	h cm
100	0	0	0.000179	0.0178	240
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	12	0.027	0.000229	0.022	368
90	0	0	0.000257	0.026	216
	12	0.070	0.000340	0.034	341
80	0	0	0.00040	0.039	192
	12	0.125	0.000503	0.050	315
70	0	0	0.000598	0.059	168
	12	0.156	0.000745	0.074	283
60	0	0	0.000894	0.0893	144
	12	0.222	0.00103	0.109	253
50	0	0	0.00135	0.1336	120
	12	0.322	0.00160	0.1604	220
40	0	0	0.0019	0.21	96
	12	0.504	0.0023	0.23	185
30	0	0	0.0029	0.298	72
	12	0.700	0.0035	0.341	147
20	0	0	0.0044	0.447	48
	12	1.01	0.0049	0.493	105
10	0	0	0.0029	0.298	72
	12	1.52	0.0070	0.706	56

It was simulated the filtration process for $d_{ec.} = 0.5$ mm (Table 5) and $d_{ec.} = 0.3$ mm (Table 6).

The diminishing of the sand granules equivalent diameter under 0.5 mm does not seem more advantageous concerning the diminishing of concentration effluent.

As a result the filter with the characteristics from Table 5 and $L = 100$ cm is retained for the second step of filtration. It is a pressure filter that achieves an effluent concentration of 0.229 mg/dm³.

For the total retaining of the suspension particles there will be chosen in the first step of filtration a filter with $L>60$ cm (e.g. 100 cm) having the characteristics from Table 4.

Fof the second step, there will be chosen a pressure filter with $L=$ $=100$ cm having the caracteristics from Table 5.

Table 6

$C_0 = 0.01$ mg/cm^3, $v = 500$ cm/h, $d_{ec.} = 0.3$ mm, $p = 0.360$, $K_0 = 146$ cm/h, $F = 30.26$ mg/cm^3, $k_1 = 0.00133$ cm^2/mg, $k_2 = 0.00120$ h^{-1}; $\sigma_i = 0.7 \ldots 5.239$ mg/cm^3 after 40 h.

L cm	t h	σ mg/cm^3	C mg/cm^3	C/C_0	h cm
100	0	0	0.000179	0.017	342
	12	0.039	0.000247	0.024	526
90	0	0	0.000267	0.0267	308
	12	0.042	0.000365	0.0364	487
80	0	0	0.000400	0.0399	273
	12	0.123	0.000535	0.0536	446
70	0	0	0.000587	0.05977	239
	12	0.159	0.000787	0.0786	404
60	0	0	0.000894	0.08939	205
	12	0.246	0.001151	0.11512	360

3. Conclusions

The optimisation series study of two filters was carried out starting from the anticipated knowledge of the filtration process constants (which were imposed or calibrated).

For real condition it is necessary a short run filtration on a filter having $D=5$ cm and the depth of 20 cm, as it is shown in [2].

C_0, v, L, H_0 (the input pressure in filter), C, h (the output pressure in filter) and t, being experimentally determined, there are established the constants for automatic calculus (K_0, F, k_1, k_2) taking into acount the methodology shown in [2].

This kind of dealing gives the possibility of optimization adaptability to the real conditions of the influent characteristics and the sand bed, based on the model presented in this study.

Received, December 19, 1981

Polytehnic Institute, Jassy,
Department of Hydrotechnical Constructions

REFERENCES

1. Bârsan Em., Arnăutu V., *Optimizarea filtrelor de contact.* Bul. Inst. polit., Iaşi, XXVI (XXX), 3–4 s. V (1980).

2. Adin A., Rebhun M., *A Model to Predict Concentration and Head Profiles in Filtration.* J. AWWA, **69**, *8* (1977).
3. Adin A., *Solution of Granular Bed Filtration Equations.* J. of the Environmental Eng. Div., **104**, *EE3* (1978).

STUDIUL SERIERII A DOUĂ FILTRE

(Rezumat)

Pentru unele utilizări ale apei în industrie trebuie asigurată o separare aproape integrală a particulelor aflate în suspensie în lichidul purtător. Acest obiectiv se poate realiza printr-o dublă filtrare.

Din mulţimea de modele existente pentru filtrarea apei, în studiul de faţă s-a folosit modelul macroscopic de reţinere — detaşare prezentat în [1].

Studiul optimizării serierii a două filtre a plecat de la cunoaşterea anticipată a constantelor procesului de filtrare (care s-au impus sau calibrat).

Pentru a stabili tipul de filtru, viteza de filtrare, înălţimea şi granulometria stratului filtrant precum şi coagulantul necesar s-a aplicat de două ori, în serie, programul pentru rezolvarea ecuaţiilor filtrării. Mai întîi pentru o concentraţie a suspensiilor de 50 mg/dm^3 (0,05 mg/cm^3) şi apoi pentru o concentraţie a particulelor în suspensie egală cu cea a efluentului din prima treaptă de filtrare (pentru siguranţă 10 mg/dm^3 = 0,01 mg/cm^3).

Rezultatele sînt prezentate în tabelele 1 ... 6.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4, 1981
Secția V
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ

C. Z. 625.8

EVOLUȚIA STĂRII DE FISURARE LA O ÎMBRĂCĂMINTE DIN BETON DE CIMENT ARMAT CONTINUU (II)

DE

HORIA ZAROJAN și GH. GUGIUMAN

1. Generalități

Sectorul experimental de tip integrat, realizat pe DN 12 A Miercurea Ciuc—Comănești în condițiile tipului climatic III — indice Thornthwaite > 40 — a fost executat în anul 1975. Evoluția stării de fisurare a fost urmărită la etape reprezentative : 10 luni și 16 luni [1] precum și la 76 luni de la execuție.

Elementele geometrice și constructive sînt detaliate în [1]. Se precizează că s-a folosit atît pentru armarea longitudinală cît și pentru cea transversală oțel beton PC 52 (σ_{c01}=3 300 daN/cm^2, deci sub limita recomandabilă).

2. Evoluția stării de fisurare

Evoluția stării de fisurare se prezintă succint în tabelul 1 putîndu-se menționa următoarele : întrucît un număr mare de fisuri se manifestă numai pe o lățime redusă a dalei iar distanțele dintre fisuri sînt foarte variabile, evaluarea stării de fisurare s-a efectuat în următoarele variante :

a) Prin intermediul „numărului de fisuri echivalente" adică, avînd lungimea egală cu lățimea dalei (3,00 m), rezultînd o distanță medie între fisuri de 0,93 m (deci inferioară valorii minime recomandate, de 1,3 ... 1,5 m, dar fără a rezulta pînă în prezent degradări ca urmare a mărimii reduse a masei de beton).

b) Considerînd numai fisurile care se manifestă pe toată lățimea dalei și care reprezintă deci delimitări de blocuri de beton. Distanța medie este de 2,77 m, dar distanțele individuale variază între 0,39 m și 9,11 m.

c) Considerînd pe lîngă fisurile de la punctul b) și fisurile, care deși nu conduc pentru moment la separarea totală a unor mase de beton, se manifestă ca ansamblu pe toată lățimea dalei (fig. 1). Distanța medie este în acest caz de 1,61 m, dar cu valori individuale variind între 0,23 m și 6,26 m.

Tabelul 1

Evoluția stării de fisurare

Distanța dintre fisuri m	Frecvența fisurilor după o perioadă de la execuție de:			Lungimea fisurilor, [cm], după o perioadă de la execuție de:					
				10 luni		16 luni		76 luni	
	10 luni	16 luni	76 luni		cumulată		cumulată		cumulată
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,25	8	23	49	11,63		42,34		88,16	
0,50	35	60	120	73,40	85,03	141,97	184,31	254,63	342,79
0,75	33	43	52	74,70	159,73	107,44	291,75	110,63	453,42
1,00	28	21	23	62,85	222,58	52,40	344,15	52,00	505,42
1,25	18	22	14	39,31	261,89	55,44	399,59	28,84	534,26
1,50	17	10	9	32,77	294,66	27,38	426,97	24,08	558,34
1,75	7	9	2	16,99	311,65	26,88	435,85	6,00	564,34
2,00	5	3	1	12,23	323,88	6,66	460,51	3,00	567,34
2,25	4	3	—	8,64	332,52	9,00	469,51	—	567,34
2,50	2	2	3	4,78	337,30	6,31	475,82	8,95	576,29
2,75	2	—	2	6,00	343,30	—	475,82	6,00	582,29
3,00	1	1	1	0,57	343,87	1,50	477,32	1,32	583,61
3,50	—	—	1	—	343,87	—	477,32	3,00	586,61
4,00	1	—	—	1,23	345,10	—	477,32	—	586,61
⩾ 5,00	4	4	3	9,00	354,10	9,92	487,24	7,51	594,12
	165	201	280	—	354,10	—	487,24	—	594,12
Număr fisuri echivalente a 3,00 m lungime	118	163	198	—	—	—	—	—	—
Spor % față de coloanele 1 și 3	—	21,08	68,67	—	—	—	37,60	—	67,78
Distanță medie între fisuri echivalente, [m]	1,67	1,21	0,93	—	—	—	—	—	—

3. Distanțele dintre fisuri

Distanțele dintre fisuri nu se pot corela cu factorii care în principiu le-ar putea influența, ca de exemplu durata de execuție a diverselor tronsoane (care a prezentat variații datorită execuției sub circulație și a condițiilor impuse pentru transportul betonului) și grosimea fundației (completarea zestrei existente).

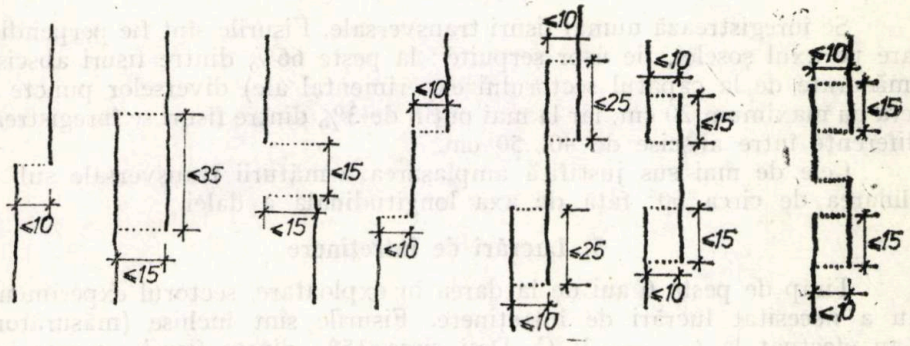


Fig. 1. — Tipuri de fisuri care nu delimitează blocuri de beton dar se consideră ca fisuri pe toată lățimea dalei (dimensiuni în cm).

Densitatea de fisurare (reprezentată în ΣL fisuri/L tronson) se poate corela, în anumite limite, cu distanțele față de culei și față de rostul de lucru și anume densitatea de fisurare apare proporțională cu distanța față de culei (tabelul 2). Frecvența fisurilor de tipul celor reprezentate în fig. 1 corespunde cu densitatea totală de fisurare.

Tabelul 2

Densitatea de fisurare

Numărul tronsonului	Distanța față de extremitatea spre Comănești, [m]	Densitatea de fisurare ΣL fisuri/L tronson
1	15,0 ... 29,0	2,51
2	29,0 ... 69,0	3,47
3	69,0 ... 89,0	4,51
4	89,0 ... 109,0	5,14
5	109,0 ... 129,0	5,00
6	129,0 ... 143,34*)	3,48
7	143,34... 149,0	4,60
8	149,0 ... 169,0	2,12
9	169,0 .. 188,0	0,31

*) Rostul de lucru.

Întrucît prezența fisurilor de tipul celor din fig. 1 se poate datora unor puncte de ancorare a dalei în stratul de fundație din materiale granu-

lare apare justificată adoptarea, de regulă, a fundațiilor din materiale stabilizate cu lianți pentru asigurarea suprafațării corecte a fundației.

De remarcat că fisurile de tipul reprezentat în fig. 1 antrenează lățimi ale dalelor comparabile cu lățimile panourilor de armături ceea ce necesită, chiar în condițiile unor fundații din materiale stabilizate cu lianți, să se prefere soluția cu armătura montată direct pe suporți.

4. Tipuri de fisuri

Se înregistrează numai fisuri transversale. Fisurile sînt fie perpendiculare pe axul șoselei, fie ușor șerpuite : la peste 66% dintre fisuri abscisele (măsurate de la capătul sectorului experimental ale) diverselor puncte diferă cu maximum 20 cm, iar la mai puțin de 3% dintre fisuri se înregistrează diferențe între abscise de 40...50 cm.

Cele de mai sus justifică amplasarea armăturii transversale sub înclinarea de circa 60° față de axa longitudinală a dalei.

5. Lucrări de întreținere

Timp de peste 6 ani de la darea în exploatare, sectorul experimental nu a necesitat lucrări de întreținere. Fisurile sînt închise (măsurătorile s-au efectuat la $t_{ext.}$ =—3 °C. Deși circa 15% dintre fisuri au marginile ușor evazate colmatarea lor nu se justifică.

Banda de circulație, alăturată sectorului experimental, executată în soluția clasică (dală din beton, cu rosturi de contracție la fiecare 6,00 m) prezintă rosturi cu deschideri mari, inegale și o suprafațare net inferioară îmbrăcămintii experimentale.

6. Rosturile

Rosturile elastice cu subdală se comportă corespunzător, deschiderile înscriindu-se în valorile preliminate prin calculul culeelor de suprafață, neînregistrîndu-se semne de degradare și nefiind necesare lucrări de întreținere.

7. Concluzii

În concluzie, comportarea sectorului experimental, după peste 6 ani de exploatare, este corespunzătoare și atestă admisibilitatea execuței chiar în condițiile de dotare curentă, cu preferarea însă a fundației din materiale stabilizate cu lianți și a armăturii montate pe suporți.

Primită la 30 decembrie 1981

Institutul politehnic, Iași.
Catedra de fundații și căi de comunicații

BIBLIOGRAFIE

1. Zarojanu H., Gugiuman Gh., *Evoluția stării de fisurare la o îmbrăcăminte rutieră din beton de ciment armat continuu* (I). Bul. Inst. polit., Iași, **XXIV (XXVIII)**, *1—2*, s.V (1978).

L'EVOLUTION DE LA FISSURATION D'UN REVÊTEMENT EN BÉTON ARMÉ CONTINU

(Résumé)

On présenté l'évolution de la fissuration d'un revêtement en béton armé continu réalisé avec titre d'expérimentation, pour la première fois en Roumanie. Des conclusions sont tirées après 76 mois après l'exécution.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

NICOLAE Z. STRAT

1901—1981

În ziua de 12 mai 1981 s-a stins din viaţă conferenţiarul inginer Nicolae Z. Strat, distins cadru didactic al facultăţii de construcţii de la Institutul politehnic din Iaşi, specialist de înaltă calificare în domeniul construcţiilor de căi de comunicaţii, al lucrărilor de căi ferate din ţara noastră.

Nicolae Strat s-a născut la 17 octombrie 1901 în comuna Mîndreşti, jud. Galaţi, provenind dintr-o familie cu vederi largi, democratice, în care tatăl, învăţătorul Zaharia Strat, a dus pînă la adînci bătrîneţe o neobosită activitate pentru culturalizare şi emancipare socială, pentru organizarea sindicală a învăţătorilor, înfiinţînd împreună cu Spiru Haret renumitele „bănci populare" care au constituit un preţios sprijin pentru o largă categorie de ţărani şi intelectuali cu venituri mici şi mijlocii.

A urmat cursurile liceului Internat „C. Negruzzi" din Iaşi şi apoi Şcoala politehnică din Timişoara. În anul 1926 a absolvit cursurile şcolii politehnice timişorene, specialitatea inginer de mine, susţinînd examenul de diplomă cu calificativul foarte bine.

După o perioadă de doi ani în care a lucrat ca stagiar în exploatare, a fost numit inginer ordinar la Inspectoratul IX C.F.R., Iași, parcurgînd apoi, pînă în 1946, toate treptele ierarhiei căilor ferate, pînă la funcția de șef de serviciu (1946—1948) și inspector principal C.F.R.

Începînd din anul 1948 inginerul Nicolae S t r a t a lucrat și în învățămîntul superior, fiind titularizat conferențiar la facultatea de construcții a Institutului politehnic ieșean, unde a funcționat pînă la pensionare, în octombrie 1966, în cadrul catedrei de drumuri și poduri.

Conf. ing. N. S t r a t a funcționat și ca profesor la fosta școală de subingineri de lucrări publice din Iași, în perioadele 1 septembrie 1943—31 august 1944 și 1 septembrie 1945—30 noiembrie 1949. În intervalul 1949—1953 a fost profesor și director la Școala medie tehnică de drumuri și poduri din Iași, ducînd astfel concomitent cu activitatea de la politehnică și o muncă didactică în învățămîntul mediu de specialitate.

În tot acest timp, conferențiarul inginer Nicolae S t r a t a lucrat ca specialist de prim rang în domeniul căilor de comunicație, în special al construcțiilor de căi ferate, contribuind cu multă competență la lucrările de întreținere și reparare linii (în cadrul Serviciului L) de la Regionala C.F.R., Iași, la consolidări și stabilizări de terasamente. A lucrat cu multă dăruire și abnegație în condițiile grele de după cel de al doilea război mondial la refacerea și modernizarea căilor ferate române, care suferiseră importante distrugeri în urma bombardamentelor.

Cu un elan unanim recunoscut și cu o pasiune de profesionist a contribuit la expertizarea și relevarea clădirii liceului Internat „C. Negruzzi" din Iași, luptînd, într-o perioadă de răscruce, pentru refacerea construcției școlii, pe baza datelor strînse și prelucrate cu meticulozitate și a calculelor întocmite, într-o perioadă în care se punea și problema demolării complete a construcției vechi.

În cadrul învățămîntului superior, conf. ing. N. S t r a t a predat cursuri de căi de comunicații de construcții și căi de comunicații de construcții de căi ferate. A predat desenul tehnic de construcții la diverși ani, a îndrumat proiecte de căi de comunicații terestre la secțiile facultății, împărtășind cu această ocazie studenților din vasta sa experiență căpătată nemijlocit în producție. Conf. ing. N. S t r a t a efectuat de-a lungul anilor o serie de cercetări teoretice și cu caracter aplicativ în domeniul său de specialitate, menținînd permanent o strînsă legătură cu proiectarea și execuția. A editat în două ediții cursul care l-a predat.

Inginerul Nicolae S t r a t a fost membru de partid din anul 1947.

Conferențiarul inginer Nicolae Z. S t r a t a constituit, prin tot ce a realizat pe tărîm profesional, politic, social-obștesc, în producție și în învățămînt, prin comportarea sa în viață, o vie pildă de dăruire, de profesionalism, de muncă neobosită pentru tinerele generații care continuă lupta pentru triumful nobilei cauze a socialismului în patria noastră.

Catedra de fundații și căi de comunicații

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

LONGHIN MACAREVICI

1923—1981

La 21 aprilie 1981 s-a stins din viaţă, răpus de o boală necruţătoare, conferenţiarul ing. Longhin Macarevici, lipsind Institutul politehnic din Iaşi şi în special secţia de Construcţii hidrotehnice a Facultăţii de hidrotehnică, de unul dintre pivoţii săi, pe care s-a întemeiat şi s-a dezvoltat, prin activitatea sa neobosită şi cu totul devotată şcolii.

S-a născut în Bucovina, la 19 iulie 1923 şi, după terminarea liceului devine student al Politehnicii „Gheorghe Asachi", în 1943. Îşi alege cariera de inginer constructor şi ţinînd seama de pasiunea cu care s-a dedicat acestei activităţi, se poate afirma că hotărîrea sa a izvorît dintr-o lucidă cumpănire a posibilităţilor sale înnăscute.

A absolvit cu brio facultatea de construcţii în anul 1947, în momentul restructurării învăţămîntului tehnic superior în conformitate cu cerinţele timpului şi cu exigenţele noii societăţi. Convins de necesitatea de a promova noua concepţie în şcoala românească, rămîne ca asistent în Politehnica din Iaşi şi datorită activităţii sale entuziaste şi contribuţiei sale competente, urcă repede treptele învăţămîntului şi devine la 29 de ani conferenţiar, profilat pe disciplinele care converg către Hidraulică.

Cînd, în 1962, se înființează facultatea de hidrotehnică, pe umerii săi cade sarcina grea de a împlini conturul secției de Construcții hidrotehnice. Fără ezitare își asumă predarea cursului de Construcții hidrotehnice și centrale hidroelectrice, fiind în același timp mentorul disciplinelor de specialitate : Alimentări cu apă, Canalizări, Regularizări de rîuri, Construcții portuare. Se preocupă intens de aducerea unor tineri ingineri în catedră, pe care îi îndrumă și îi formează, urmărind astfel crearea unui colectiv puternic și omogen.

Și-a consacrat o mare parte din nesecata sa putere de muncă pentru înființarea și dotarea laboratoarelor de Construcții hidrotehnice, Mecanica rocilor și Construcții hidroenergetice, pentru adunarea unui vast material documentar care ilustrează realizările hidrotehnice din țară și din străinătate.

A condus și îndrumat numeroase lucrări de cercetare științifică și a publicat cursuri de Hidraulică și de Mecanica rocilor și construcții hidroenergetice, remarcabile prin priceperea de a scoate în evidență aspectele esențiale și de a le prezenta într-o formă accesibilă.

A format numeroase generații de ingineri hidrotehnicieni, cărora le-a ținut cursuri de un înalt nivel și cărora le-a insuflat, cu generozitate, dragostea pentru profesie și le-a stimulat dorința și hotărîrea de a învinge dificultățile, de a se autodepăși. S-a preocupat de munca și pregătirea studenților săi, cu grijă părintească, pînă în ultimele zile ale vieții.

Colaboratorii săi, cărora le-a fost, aproape tuturor, profesor în cel mai profund înțeles al cuvîntului, precum și studenții săi îi vor păstra o neștearsă amintire și vor vedea în întreaga sa viață un grăitor exemplu de slujire cu pasiune și devotament a școlii.

Catedra de construcții și instalații hidrotehnice

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 3—4, 1981
Secţia V
CONSTRUCŢII. ARHITECTURĂ

RECENZII

BOOK REVIEWS

РЕЦЕНЗИИ

SPEIDEL K., *Wasserdampfdiffussion und -kondensation in der Baupraxis. Physikalische Grundlagen — Berechnung nach einen neuen graphischen Verfahren.* Verlag von Wilhem Ernst und Sohn, Berlin, München, 1980, 91 S.

Sous une forme très condensée mais très claire, l'auteur présente : a) les fondements du transfert de masse à travers les parois réalisées avec des matériaux à structure capillaire-poreuse en partant des travaux classiques de K r i s c h e r et G l a s e r ; b) une méthode pratique de calcul proposée par l'auteur (die Dreiecksmethode) qui permet une vérification rapide des risques de condensation dans les parois sandwiches ainsi que l'établissement des solutions constructives optimales.

Le livre, qui constitue un instrument de travail très utile aux spécialistes du bâtiment, est accompagné de toutes les données termotechniques nécessaires. Une planche réproduite en dix exemplaires permet une familiarisation rapide avec le nouveau procédé de calcul.

A. Radu

LIERSCH K., *Belüftete Dach- und Wandkonstruktionen*. Bd. I, *Vorhangfassaden*. GmbH, Wiesbaden u. Berlin, 1981.

Les structures ventilées assurent une très bonne protection contre la pluie et l'ensoleillement des façades et des tortures sans présenter les risques de condensation intérieure que comporte une couche relativement peu permeable disposée à l'extérieur du bâtiment. Cependant le calcul des éléments de construction ventilés est resté assez incertain pour les praticiens, vu la complexité des phénomènes de transfert qui s'y déroulent et l'absence des ouvrages consacrés à ce problème. C'est pourquoi la série de quatre volumes, qui commence par les murs rideaux et expose les fondements physiques des calculs hygrothermiques concernant les éléments de construction à couche d'air ventilée (écoulement de l'air, distribution de température en hiver et en été, migration de la vapeur d'eau), répond à une nécessité réele. Les études des spécialistes allemands G ö s e l e, S c h ü l e et G e r t i s ainsi que l'expérience propre de l'auteur y sont largement présentées.

Somme toute c'est une mise au point de qualité concernant un problème fondemental des sciences du bâtiment, que l'auteur, homme de science et particien, a très bien réussie. Les nombreuses données termotechniques et hydrauliques présentées sous forme de tableaux et graphiques ainsi que les application font de ce volume un livre de référence dans ce domaine et suscitent l'intérêt du lecteur pour la série annoncée par l'éditeur.

A. Radu

KARAFINTH L. L., NOWATZKI E. A., *Soil Mechanics for Off-Road Vehicle Engineering*. Trans Tech Publications, Aedermanndorf, 1978, 515 p.

The book *Soil Mechanics For Off-road Engineering*, presented by the Trans Tech Publications is of great interest in the fields of agriculture and construction engineering. It is a scientific approach to all vehicles moving on the natural soil without any other means like

pavements and others. To solve problems in the field related to the off-road locomotion knowledges of many fields like mechanical engineering and soil mechanics must be used.

The authors have the great merit to present in a short and balanced form the most important ideas related to this problem.

The book succeeds in bringing toghether in one place the results of many disciplines which must be known in the analysis of off-road locomotion.

T. Silion

SAUTEREY R. et AUTRET P., *Guide d'auscultation des chaussées souples*. Eyrolles, Paris, 1977, 180 pp.

Le *Guide d'auscultation des chaussées souples* se constitue dans un ouvrage qui est d'une utilité pratiquement inestimable pour les administrations, pour les entreprises et pour tout spécialiste routier.

Synthétisant les méthodes utilisées par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées qui a assuré la tutelle de l'activité complexe d'auscultation systématique du réseau routier français et de recherche, qui a permis a SETRA un programme de renforcements coordonnés des chaussées, le „guide d'auscultation" est remarquablement systématisé dans les chapitres suivants : mesure de la déflexion, l'état de surface—drainage—géologie—environnement, moyens utilisés pour la connaissance de la structure, mesures complémentaires (mesure du rayon de courbure, mesure au vibreur léger, mesure du profil en travers), aspects liés au gel (indice de gel, profondeur de gel, connaissance de la gelivité du sol, auscultation de la chaussée en période hivernale).

Tenant compte du niveau scientifique du guide, de la nécessité objective des auscultations systématiques qui permettent à établir les ordres de priorité des renforcements des chaussées en corrélation avec l'intensité du trafic lourd et dans les conditions microclimatiques, géologiques et locales spécifiques on ne peut que souscrire à la conclusion de la préface du guide que cette ouvrage peut rendre de très grands services aux pays, qu'ils soient industrialisés ou en voie de développement.

H. Zarojanu

MEUNIER G., *Conception, construction et gestion des aérodromes*. Eyrolles, Paris, 1969, 282 pp.

L'ouvrage de M. G. Meunier indique les principales données dont doit disposer l'ingénieur qui s'occupe de la réalisation et de la gestion de l'infrastructure aéronautique.

Un des grandes mérites de l'ouvrage consiste dans le fait qu'il réussit à synthétiser les connaissances d'ordre aéronautique au niveau nécessaire aux responsables de l'infrastructure pour que ceux-ci puissent accomplir d'une façon intelligente et efficace leurs fonctions.

À part les éléments spécifiques des bases aériennes françaises l'ouvrage comble une lacune existant dans de nombreux pays en matière de documentation générale sur l'ensemble des problèmes d'infrastructure aéronautique.

Les divers chapitres de l'ouvrage traitent : le transport aérien (caractéristiques, classification, règles internationales, etc.), le matériel aérien (catégories, influence sur l'infrastructure, performances des avions en ce qui concerne le décollage et l'attérisage etc.), l'infrastructure aérienne (dispositifs et moyens de navigation, contrôle de la circulation aérienne, etc.), conception générale des aérodromes (destination, classification et constituants d'un aérodrome, la plate-forme, l'espace aérien lié a l'aérodrome, les installations de l'aérodrome, le plan de masse, etc.), construction des aérodromes (aires de manoeuvre, drainage, chaussées, balisage et signalisation), problèmes administratifs et financiers.

Quoique rédigé il y a quelques années, l'ouvrage, par les aperçus sur les conditions d'evolution des principaux problèmes de l'infrastructure aéronautique, est d'une certe actualité et d'une utilité que nous espérons avoir réussi à signaler.

H. Zarojanu